



Estudo da integridade e capacidade de estacas em fundações

Diana Helena Pimenta da Rocha

Mestrado em Geologia

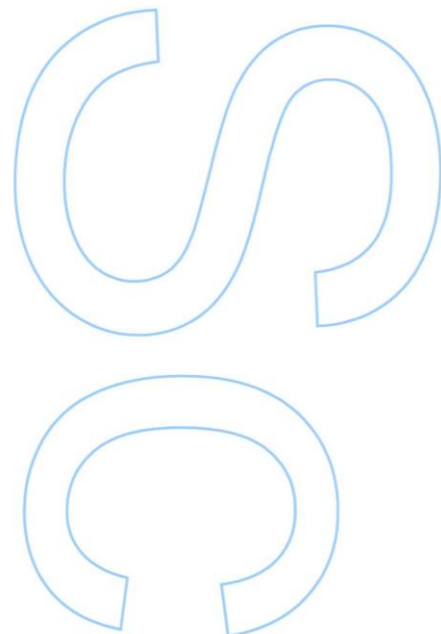
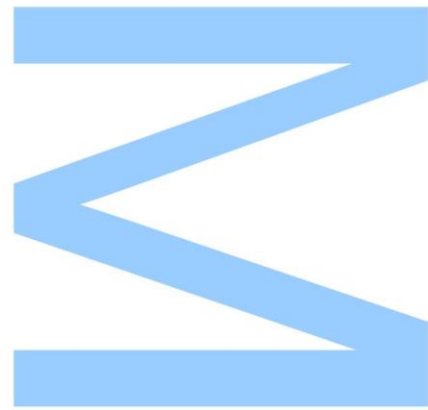
Departamento de Geociências, Ambiente e Ordenamento do Território
2014/2015

Orientador

Isabel Fernandes, Professora Auxiliar,
Faculdade de Ciências da Universidade do Porto

Coorientador

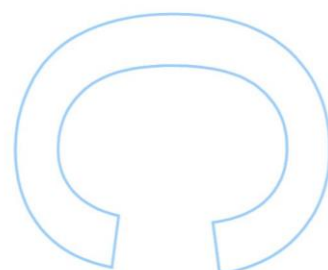
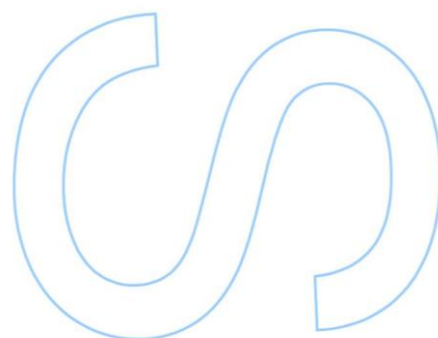
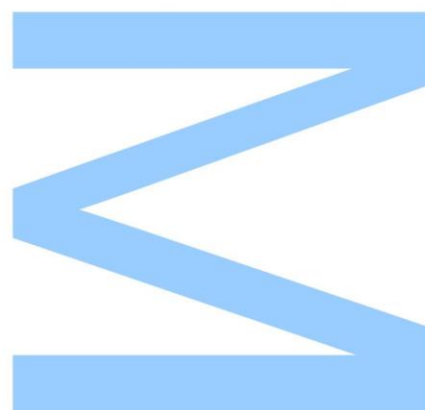
Jarosław Rybak, Professor Auxiliar,
Wrocław University of Technology





Todas as correções determinadas
pelo júri, e só essas, foram efetuadas.
O Presidente do Júri,

Porto, ____/____/____



Às minhas queridas avós Maria do Céu e Maria Francisca.

(in memorian) 1928 - 2014, 1923 - 2012.

AGRADECIMENTOS

Sempre preferi os atos às palavras mas em momentos como estes, estas devem ser assinaladas e registadas, sendo por vezes poucas para expressar a gratidão sentida. Este é o momento que não devemos ser curtos, nem breves, nem sucintos. Sinto-me no dever de demonstrar a minha gratidão e referir cada momento de partilha, agradecendo desta forma simples mas genuína. Tenciono com as minhas humildes palavras demonstrar e dar a conhecer todo o carinho partilhado com as pessoas que, de uma forma ou de outra, tornaram a minha jornada mais cheia de vida, mais completa e enriquecedora.

Começo por agradecer à pessoa que me abriu os horizontes e me fez gostar desta área, a minha orientadora e professora Isabel Fernandes. Desde cedo se tornou para mim um exemplo de determinação e modelo de pessoa que um dia pretendo ser, tanto a nível pessoal como profissional. Um exemplo de mulher, professora, amiga e profissional pela qual tenho um grande carinho. Quero ainda agradecer a oportunidade que me deu quando me propôs este tema, pelo desafio inerente ao mesmo e por toda a ajuda para superar esta etapa. Sinto-me grata por tudo o que me ensinou ao longo destes anos, e espero de alguma forma poder recompensar.

Mesmo sabendo que um simples obrigado é pouco, aqui fica o meu agradecimento pessoal e da minha família ao Professor Jarosław Rybak, coorientador da dissertação mas que foi mais do que isso. Durante a minha estadia na Polónia demonstrou uma enorme preocupação pelo meu bem-estar e o da minha colega. Quero agradecer não só pelo conhecimento e ensinamento partilhado mas por ter feito com que cada dia passado na Polónia fosse repleto de conhecimento e enriquecimento pessoal.

Quero agradecer ainda à professora Teresa Santana, ao técnico Jorge Miguel Silvério e à Dr.^a Vera Lopes, pela excelente receção em Lisboa, pelo trabalho realizado e pela ajuda na execução dos ensaios que, mesmo com pouco

tempo, se mostraram disponíveis para ajudar e esclarecer eventuais dúvidas.

Aos meus amigos, pelo apoio ao longo destes anos académicos. Pelas várias mensagens de carinho e pela preocupação nos momentos mais difíceis.

A ti, Filipa Guerra de Oliveira, irmã de coração, companheira de aventura e jornada. Estou segura que os laços de amizade que criamos são e serão para a vida. Foram dias incríveis que vivemos e que apenas eu e tu os podemos recordar da mesma forma. Obrigada pelas palavras de conforto nos momentos menos bons e que a vida nos sorria sempre.

Ao meu irmão Ramiro Rocha, que me inspira e considero um dos meus melhores amigos. Obrigada pelo incentivo, pela ajuda e pelas palavras de carinho.

Obrigada Bruno, por existires na minha vida.

Por último quero mostrar a minha gratidão aos meus Heróis, Mãe e Pai. Vocês são os meus melhores amigos, aqueles que me fazem acreditar no amor incondicional, que me ensinam os valores da vida, que acreditam em mim e me dão o conforto e carinho que preciso. Espero um dia poder recompensar todo o vosso amor e dedicação. Vocês são o meu orgulho.

RESUMO

Uma das maiores preocupações e dificuldades da engenharia geotécnica reside na avaliação do desempenho das fundações de forma a garantir segurança e confiabilidade na obra a realizar. Sendo a fundação uma parte essencial na funcionalidade de uma estrutura é de extrema importância realizar o controlo da qualidade e capacidade desta, de modo a assegurar uma perfeita transmissão das cargas ao solo e mitigar eventuais problemas que possam surgir durante a construção e execução da obra, evitando danos ao longo do tempo de vida útil da estrutura. Assim, são atualmente utilizadas tecnologias geotécnicas que permitem a realização de ensaios no campo, capazes de avaliar parâmetros e inferir sobre, por exemplo, a integridade de uma estaca, a sua capacidade de carga máxima e o seu comprimento.

Nesta dissertação descrevem-se três ensaios, realizados em seis locais da Polónia com o objetivo de avaliar a integridade e capacidade de estacas – *Pile Integrity Test* (PIT), *Static Load Test* (SLT) e *Dynamic Load Test* (DLT). Dos seis casos de estudo: três são referentes ao estudo da integridade de estacas do tipo *Continuous Flight Auger* (CFA) e três são referentes ao estudo da capacidade das estacas do tipo *Continuous Flight Auger* (CFA), *Jet Grouting* e *Controlled Modulus Columns* (CMC).

O presente trabalho está, assim, relacionado com o controlo e a análise da qualidade e capacidade de estacas em fundações, tendo em consideração variáveis como tipo de solo, tipo de fundação, tipo de estaca, finalidade da estrutura a construir, entre outras.

Foi ainda realizada amostragem em solos de várias localidades da Polónia para a realização de ensaios de laboratório de caracterização e classificação geotécnica de solos.

Palavras Chave: Fundações; Estacas; Avaliação da integridade através de PIT; Avaliação da capacidade através de SLT e DLT; Classificação geotécnica de solos.

ABSTRACT

One of the most important concerns and difficulties in geotechnical engineering is to evaluate the performance of foundations aiming to ensure safety and reliability in the construction work. As the foundation is an essential part in the functionality of a structure it is extremely important to carry out the control of its quality and capacity, in order to ensure a perfect transmission of the loads to the ground and to mitigate any problems that may appear during construction and execution of the work, avoiding damage over the lifetime of the structure.

So, currently geotechnical technologies are applied to perform tests in the field, able to evaluate parameters and infer, for example, the integrity, the maximum capacity and the length of a pile.

In this thesis three tests performed in six locations of Poland are described, in order to evaluate the integrity and capacity of piles - Pile Integrity Test (PIT), Static Load Test (SLT) and Dynamic Load Test (DLT). Of the six case studies: three are concerning to the study of integrity of piles like Continuous Flight Auger piles (CFA) and three are related to the study of the capacity of the piles such as Continuous Flight Auger (CFA), Jet Grouting and Controlled Modulus Columns (CMC) .

This research project is related to the control and analysis of the quality and capacity of piles considering variables such as soil type, type of foundation, type of pile, purpose of the structure building, among others. Sampling on soils from several locations of Poland was also carried out in order to perform geotechnical tests of characterization and classification.

Keywords: Foundations; piles; Integrity evaluation by PIT; Capacity evaluation by SLT and DLT; Geotechnical classification of soils.

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. Objetivos e metodologia | 2 |
| 1.2. Organização da dissertação | 3 |
| CAPÍTULO 2: ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO E GEOLÓGICO | 7 |
| 2.1. Enquadramento geográfico..... | 7 |
| 2.2. Enquadramento geológico | 8 |
| CAPÍTULO 3: MECÂNICA DOS SOLOS | 23 |
| 3.1. Introdução..... | 23 |
| 3.2. Geotecnia e Mecânica dos Solos..... | 24 |
| 3.3. Características do solo | 25 |
| 3.4. Técnicas de caracterização e classificação dos solos | 26 |
| 3.4.1. Composição granulométrica | 27 |
| 3.4.2. Análise de partículas – Difração Laser | 31 |
| 3.4.3. Análise de partículas – Difração de Raios-X (DRX)..... | 35 |
| 3.4.4. Densidade das partículas..... | 37 |
| 3.4.5. Ensaio para determinação dos Limites de Consistência | 38 |
| 3.4.6. Limite de Liquidez | 40 |
| 3.4.7. Limite de Plasticidade | 41 |
| 3.4.8. Índice de Plasticidade e Atividade das Argilas | 42 |
| 3.5. Classificação dos solos | 43 |
| CAPÍTULO 4: MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO – FUNDAÇÕES | 51 |
| 4.1. Introdução..... | 51 |
| 4.2. <i>Continuous Flight Auger</i> (CFA) | 56 |
| 4.3. <i>Jet Grouting</i> | 58 |

| | |
|---|-----------|
| 4.4. <i>Controlled Modulus Columns</i> (CMC) | 60 |
| 4.5. <i>Micropiles</i> (Micro estacas) | 62 |
| CAPÍTULO 5: CAPACIDADE E INTEGRIDADE DAS ESTACAS | 65 |
| 5.1. Ensaio de integridade: PIT | 65 |
| 5.1.1. Generalidades | 65 |
| 5.1.2. Descrição e equipamento | 66 |
| 5.1.3. Avaliação do ensaio de integridade em estaca | 67 |
| 5.1.4. Avaliação do comprimento da estaca | 68 |
| 5.1.5. Vantagens e limitações | 69 |
| 5.2. Ensaio de capacidade: SLT e DLT | 71 |
| 5.2.1. Generalidades | 71 |
| 5.2.2. Equipamento e procedimento | 73 |
| 5.2.3. Avaliação da capacidade da estaca | 76 |
| 5.3. Ensaio de carga estático | 77 |
| 5.3.1. Vantagens e limitações | 78 |
| 5.4. Ensaio de carga dinâmico | 78 |
| 5.4.1. Vantagens e limitações | 86 |
| CAPÍTULO 6: CASOS DE ESTUDO | 87 |
| 6.1. Análise granulométrica | 88 |
| 6.2. Análise de partículas – Difração Laser | 96 |
| 6.3. Análise de partículas – Difração Raios-X (DRX) | 98 |
| 6.4. Densidade das partículas | 102 |
| 6.5. Limites de Consistência | 104 |
| 6.5.1. Limites de Liquidez | 104 |
| 6.5.2. Limites de Plasticidade | 107 |
| 6.6. Classificação de solos | 110 |
| 6.7. Resultados dos ensaios de Capacidade e Integridade | 112 |
| 6.7.1. Ensaio de Capacidade (Poznań; Dobrzyca; Głogów) | 112 |

| | |
|---|------------|
| 6.7.2. Ensaios de Integridade (Bogatynia; Oława; Żerniki) | 136 |
| CAPÍTULO 7: CONSIDERAÇÕES FINAIS | 143 |
| REFERÊNCIAS | 150 |
| ANEXOS | 158 |
| I. RESULTADOS DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA | 159 |
| II. RESULTADOS DA ANÁLISE DE PARTÍCULAS | 166 |
| III. LIMITES DE CONSISTÊNCIA..... | 179 |
| IV. RESULTADOS DO ENSAIO PIT- BOGATYNIA..... | 184 |
| V. RESULTADOS DO ENSAIO PIT - OŁAWA – 09.09.2014 | 187 |
| VI. RESULTADOS DO ENSAIO PIT OŁAWA – 27.09.2014 | 213 |
| VII. OŁAWA – Localização das estacas | 222 |
| VIII. RESULTADOS DO ENSAIO PIT – ŻERNIKI..... | 223 |
| IX. RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS..... | 226 |
| - Método de CASE e CAPWAP® | 226 |
| IX. Anexo IX | 225 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 1: Quadro com as principais frações granulométricas de um solo e respetivo nome. (retirado de: especificação LNEC E219, 1968). | 28 |
| Tabela 2: Quadro com várias fases de projeto e as principais etapas a realizar no estudo geológico-geotécnico (González de Vallejo, 2002). | 52 |
| Tabela 3: Descrição das amostras do solo recolhidas e analisadas. | 87 |
| Tabela 4: Dados obtidos através do método de difração laser. | 97 |
| Tabela 5: Calibração dos picnómetros. | 102 |
| Tabela 6: Dados obtidos pelo ensaio de densidade de partículas. | 102 |
| Tabela 7: Dados determinados para o limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade, classificação considerando o valor do IP e a carta de plasticidade. C-Argila; H-Elevada; M-Silte; L-Baixo; O-Orgânico. | 108 |
| Tabela 8: Valores de CU e CC calculados. Valores de LL, IP e % de material passado e retido necessário para as classificações utilizadas. | 110 |
| Tabela 9: Tabela com o resumo dos resultados obtidos nos ensaios e classificações efetuada. | 111 |
| Tabela 10: Lista de valores de carga aplicada ao longo das etapas do ensaio. | 115 |
| Tabela 11: Resultados do ensaio estático à estaca T8 SD1 (nº2). | 117 |
| Tabela 12: Resultados do ensaio estático à estaca T7 SD2 (nº4). | 119 |
| Tabela 13: Resultados do ensaio estático à estaca T6 SD3 (nº12). | 122 |
| Tabela 14: Resultados do ensaio estático à estaca T5 SD4 (nº17). | 124 |
| Tabela 15: Dados relativos à capacidade de carga das estacas e a distribuição da resistência sobre as estacas. | 126 |
| Tabela 16: Dados relativos ao ensaio realizado. | 131 |
| Tabela 17: Dados relativos ao ensaio realizado. | 135 |

ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES

| | |
|---|----|
| Figura 1: Localização geográfica da Polónia e das cidades onde os ensaios foram realizados: Bogatynia, Oława, Żerniki, Poznań, Dobczyca e Glogów. (Google Inc. Adaptada de: Googleearth.com. Acedido a 12/12/2014)..... | 7 |
| Figura 2: Figura ilustrativa das principais unidades geotectónicas da Polónia. (retirado de: http://redstone-exploration.com/ , adaptado de: Osika, 1990)..... | 8 |
| Figura 3: Mapa geotectónico da Polónia. (1) Terrenos precâmbrios e caledónicos; (2) Terrenos caledónicos dobrados com ativação Hercínica e terrenos hercínicos dobrados; (3) Terrenos de transição entre o Pérmico e Mesozoico; (4) Terrenos do Jurássico; (5) Terrenos do Cretácico; (6) Terrenos do Mesozoico; (7) Dobramento no Cretácico (Tatra); (8) Pós-Cretácico; (9) Jurássico e Cretácico da Faixa Pieniny Klippen; (10) Terrenos da bacia <i>foredeep</i> do Cretácico e Terciário, principalmente <i>flysch</i> ; (11) Final do Cenozoico. Principais limites estruturais: (a) - falhas profundas na base do Precâmbrio; (b) - grandes falhas à superfície; (c) eixo de anticlinais da base do Precâmbrio; (d) - eixo de sinclinais na base do Precâmbrio; (e) - eixo de anticlinais do topo do Mesozoico; (f) eixo de sinclinais do topo do Mesozoico; (g) - principais carreamentos nos Cárpatos (Moore e Fairbridge, 1997). | 17 |
| Figura 4: Excerto da carta geológica à escala 1:1 000 000 da Polónia onde se encontram assinalados os locais estudados; o retângulo vermelho localiza a cidade de Wrocław; a amarelo encontram-se assinaladas os locais estudados: (B) Bogatynia, (O) Oława, (Z) Żernik (G) Glogów, (P) Poznań e (D) Dobrzyca (adaptado de: Dadlez, et. al., 2000). | 21 |
| Figura 5: Representação esquemática da composição de um solo típico. Este esquema não é aplicado a solos totalmente saturados (sem componente gasosa) ou em solos totalmente desidratados/secos (sem componente líquida); W = massa total; W_a =massa do ar; W_w = massa da água; W_s = massa das partículas sólidas. O V representa o volume total da amostra; V_v = volume de vazios; V_a = volume do ar; V_w =volume da água e V_s = volume das partículas sólidas. (adaptado de: Matos Fernandes (2006). | 25 |
| Figura 6: Curva granulométrica obtida através dos ensaios de peneiração.... | 28 |

| | |
|---|----|
| Figura 7: Diagrama utilizado para a atribuição de designações aos solos de acordo com a curva granulométrica obtida. (retirado de: Matos Fernandes, 2006). | 29 |
| Figura 8: Representação da difração laser ocorrida durante a análise do tamanho de partículas (retirado de: http://www.fcav.unesp.br). | 32 |
| Figura 9: Difratoograma de um solo composto por: T–Talco; Q–Quartzo; M–Montmorilonite e C–Caulinite. (adaptado de: Silva e Lira, 2006). | 36 |
| Figura 10: Esquema representativo dos limites de Atterberg tendo em conta o teor em água presente no solo. Os valores de cada um representam a fronteira entre o comportamento sólido, semi sólido, plástico e líquido do solo (adaptado de: Matos Fernandes, 2006). | 39 |
| Figura 11: Esquema representativo da concha de Casagrande e das várias partes constituintes do aparelho. Na figura da direita encontra-se uma representação do digrama obtido através da projeção dos valores. (retirado de: ftp://ftp.ifes.edu.br) | 40 |
| Figura 12: Diagrama de projeção com os valores conhecidos de alguns minerais de argila (retirado de: Matos Fernandes, 2006). | 43 |
| Figura 13: Quadro de classificação de solos segundo a classificação unificada (retirado de: norma ASTM D2487-85). | 44 |
| Figura 14: Continuação do quadro de classificação de solos. (retirado de: norma ASTM D2487-85). | 44 |
| Figura 15: Carta de plasticidade de Casagrande usada na classificação unificada de solos e quadro resumo das tendências de comportamento dos grupos da classificação unificada quando usados em obras de aterro (retirado de: norma ASTM D2487-85). | 46 |
| Figura 16: Quadro para a classificação de solos para fins rodoviários (retirado de: especificação LNEC, E240). | 48 |
| Figura 17: Ábaco auxiliar para o cálculo do índice de grupo, para a classificação de solos para fins rodoviários da (retirado de: especificação LNEC, E240). | 49 |
| Figura 18: Esquema representativo das principais fases de execução de uma estaca do tipo CFA: (1) Posicionamento do equipamento (2) Perfuração até á cota pretendida (3) Injeção do betão e remoção da hélice (4) Instalação da armadura metálica (Retirado de: http://www.junttan.com). | 57 |
| Figura 19: Esquema representativo dos três sistemas de aplicação de <i>Jet</i> | |

| | |
|--|----|
| <i>Grouting</i> : Grout – Calda; Air – Ar; Water - Água (Retirado de: www.windsystemsmag.com). | 58 |
| Figura 20: Esquema ilustrativo das etapas no processo de Jet Grouting (Carreto, 1999). | 59 |
| Figura 21: Trado utilizado na instalação de estacas do tipo CMC (Retirado de: http://www.vibromenard.co.uk). | 60 |
| Figura 22: Esquema ilustrativo das várias etapas no processo de CMC; (1) introdução do trado com a secção pseudo cilíndrica; (2) extração do trado e injeção do betão; (3) estaca completa (Adaptado de: http://www.vibromenard.co.uk). | 61 |
| Figura 23: Sequência de construção de micro estacas: (1) Perfuração ou instalação do revestimento temporário; (2) Perfuração completa até à profundidade pretendida; (3) Remoção da broca interior e eixo (se usado) (4) Injeção do reforço e argamassa (5) Remoção do revestimento temporário e injeção de mais argamassa sob pressão (se aplicável) (6) Micro estaca completa (o revestimento pode ser deixado no local) (Adaptado de: http://www.omranista.com). | 62 |
| Figura 24: Representação esquemática do ensaio de integridade em estaca (Rausche, 1992). | 66 |
| Figura 25: Fotografia do equipamento utilizado em todos os ensaios de integridade realizados. | 67 |
| Figura 26: Gráfico típico com alguns detalhes sobre os registros. Pode-se ver o topo da estaca (A) onde é realizado o impacto (sinal inicial); o ponto corresponde ao ponto de reflexão (A '); o ponto correspondente ao fim da estaca (C); o segmento (B) que corresponde ao comprimento da estaca; o ponto (D) que diz respeito ao valor atribuído para ampliação do sinal (velocidade da onda) e (E) nome da estaca. | 68 |
| Figura 27: Defeitos não detetáveis pelo ensaio de integridade (Turner, 1997). | 70 |
| Figura 28: Defeitos detetáveis pelo ensaio de integridade (retirado de: Penteado & Brito, 2009). | 70 |
| Figura 29: Esquema representativo da estrutura montada na realização do ensaio de compressão axial - Ancoragens de reação (adaptado de Tomlinson, 1981). | 74 |

| | |
|---|----|
| Figura 30: Fotografia retirada à estrutura utilizada para a realização do ensaio. Nesta figura pode ser observado o equipamento utilizado e o sistema de reação aplicado. | 74 |
| Figura 31: Fotografia de pormenor onde se consegue visualizar em pormenor o macaco hidráulico e os extensómetros utilizados (caixilho amarelo). | 75 |
| Figura 32: Figura representativa de um gráfico tipo obtido através do ensaio de carga dinâmico (adaptado de: ASTM, 2012). | 80 |
| Figura 33: Figura representativa dos dados obtidos através do equipamento PDA® (assinalado a amarelo) num ensaio de carga dinâmico através do método CASE. | 82 |
| Figura 34: Figura representativa dos dados obtidos através do programa CAPWAP® (assinalado a amarelo) num ensaio de carga dinâmico. | 84 |
| Figura 35: Figura representativa dos resultados obtidos num ensaio de carga dinâmico após o tratamento dos dados. | 85 |
| Figura 36: Fotografias de alguns equipamentos e utensílios utilizados no ensaio. Na primeira imagem temos a coluna de peneiros; ao centro a balança; no canto superior direito um tabuleiro com o pilão e na imagem inferior os almofarizes utilizados. | 89 |
| Figura 37: Curva granulométrica da amostra 1. | 90 |
| Figura 38: Curva granulométrica da amostra 2. | 91 |
| Figura 39: Curva granulométrica final da análise da amostra 3 com a divisão das várias frações granulométricas. | 92 |
| Figura 40: Curva granulométrica da amostra 4. | 93 |
| Figura 41: Curva granulométrica da amostra 5. | 94 |
| Figura 42: Curva granulométrica da amostra 6. | 95 |
| Figura 43: Espectro resultante da difração de raios-X da amostra 1; Qz – Quartzo; K – Caulinite; C- Calcite; Feldsp – Feldspato (sanidina). | 98 |
| Figura 44: Espectro resultante da difração de raios-X da amostra 2; Qz – Quartzo; K – Caulinite; I – Ilite; m – Moscovite; Feldsp – Feldspato (ortoclase). | 99 |
| Figura 45: Espectro resultante da difração de raios-X da amostra 3; Qz – Quartzo; K – Caulinite; Feldsp – Feldspato (ortoclase); M – Muscovite; I – Ilite. | 99 |
| Figura 46: Espectro resultante da difração de raios-X da amostra 4; Qz – | |

| | |
|---|-----|
| Quartzo; K – Caulinite; Feldsp – Feldspato (ortoclase) M – Muscovite; I – Ilite. | 100 |
| Figura 47: Espectro resultante da difração de raios-X da amostra 5; Qz – Quartzo; Feldsp – Feldspato (ortoclase). | 100 |
| Figura 48: Espectro resultante da difração de raios-X da amostra 6; Qz – Quartzo; K – Caulinite; C – Calcite; Feldsp – Feldspato (ortoclase); M – Muscovite; I – Ilite..... | 101 |
| Figura 49: Representação das várias etapas para obtenção do Limite de liquidez. | 105 |
| Figura 50: Exemplo da curva de liquidez para os ensaios obtidos através da concha de Casagrande. Os pontos a azul representam os valores obtidos para as quatro porções ensaiadas; a linha representa a curva de liquidez obtida; O ponto vermelho encontra-se a projeção para a obtenção do teor em água para 25 pancadas. | 106 |
| Figura 51: Modo de realização do ensaio para determinação do limite de plasticidade (Matos Fernandes, 2006). | 108 |
| Figura 52: Gráfico Carva vs Assentamento da estaca T8 SD1. | 118 |
| Figura 53: Método <i>Chin-Kondner</i> aplicado aos dados da estaca T8 SD1 (nº 2). | 119 |
| Figura 54: Gráfico Carva vs Assentamento da estaca T7 SD2. | 120 |
| Figura 55: O método <i>Chin-Kondner</i> aplicado aos dados da estaca T7 SD2 (nº4). | 121 |
| Figura 56: Gráfico Carga vs Assentamento da estaca T6 SD3. | 123 |
| Figura 57: O método <i>Chin-Kondner</i> aplicado aos dados da estaca T6 SD3 (nº12)..... | 123 |
| Figura 58: Gráfico Carga vs Assentamento da estaca T5 SD4. | 125 |
| Figura 59: O método <i>Chin-Kondner</i> aplicado aos dados da estaca T5 SD4 (nº17)..... | 125 |
| Figura 60: Resultados do ensaio de carga; Gráfico – Carga vs. Assentamento. | 132 |
| Figura 61: Gráfico representativo da carga aplicada versus a média cumulativa dos assentamentos registados no ensaio em causa..... | 136 |

Figura 62: Gráfico exemplificativo de um sinal com má reflexão da onda..... 140

LISTA DE ABREVIATURAS

Embora as abreviaturas se encontrem decifradas no texto, listam-se as mais utilizadas:

| | |
|------------------------|---|
| AASHTO | <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> |
| ASTM | <i>American Society for Testing And Materials</i> |
| A_T | <i>Atividade das Argilas</i> |
| C | <i>Calcite</i> |
| CAPWAP | <i>Case Pile Wave Analysis Program</i> |
| C_c | <i>Coeficiente de Curvatura</i> |
| CFA | <i>Continuous Flight Auger</i> |
| cm | <i>Centímetro</i> |
| CMC | <i>Controlled Modulus Columns</i> |
| C_u | <i>Coeficiente de Uniformidade</i> |
| DLT | <i>Dynamic Load Test</i> |
| I | <i>Ilite</i> |
| IG | <i>Índice de grupo</i> |
| IPQ | <i>Instituto Português da Qualidade</i> |
| ISO | <i>International Organization for Standardization</i> |
| K | <i>Caulinite</i> |
| Km/s | <i>Kilómetros por segundo</i> |
| kN | <i>Kilonewton</i> |
| LL | <i>Limite de Liquidez</i> |
| LNEC | <i>Laboratório Nacional de Engenharia Civil</i> |
| LP | <i>Limite de Plasticidade</i> |
| NP | <i>Norma Portuguesa</i> |
| N_t | <i>Resistência da estaca</i> |
| PDA | <i>Pile Driving Analyser</i> |
| PIT | <i>Pile Integrity Test</i> |
| Q_{max} | <i>Carga máxima a aplicar</i> |
| Q_r | <i>Carga máxima calculada</i> |
| Q_{ult} | <i>Capacidade de carga limite</i> |
| Qz | <i>Quartzo</i> |
| SPT | <i>Standard Penetration Test</i> |
| TESZ | <i>Transeuropean Suture Zone</i> |
| V | <i>Volume</i> |
| V_a | <i>Volume ar</i> |
| V_s | <i>Volume das partículas sólidas</i> |
| V_v | <i>Volume de vazios</i> |
| V_w | <i>Volume da água</i> |
| W | <i>Massa</i> |
| W_a | <i>Massa do ar</i> |

W_s *Massa das partículas sólidas*
 W_w *Massa da água*

CAPÍTULO 1: **INTRODUÇÃO**

A presente dissertação encontra-se inserida no Mestrado em Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto incluída no plano curricular 2014/2015, sendo orientadora da mesma a Doutora Isabel Fernandes com coorientação do Doutor Jarosław Rybak da Universidade Tecnológica de Wrocław (Polónia).

O desenvolvimento deste trabalho foi realizado em duas etapas distintas, a saber: recolha de dados e amostras durante um período de três meses em contexto de prestação de serviços a empresas de construção civil em operação na Polónia e, numa segunda fase, o tratamento dos dados e análise das amostras em contexto laboratorial em Portugal.

A investigação tem como finalidade o acompanhamento de obras em construção na Polónia através da análise e o controlo da qualidade e capacidade de estacas em fundações de diferentes estruturas geotécnicas, tendo em consideração os diversos substratos envolventes e analisando a sua possível influência nos resultados obtidos. Este projeto encontra-se ao abrigo do programa de mobilidade europeu de Erasmus+ onde, parte da componente prática foi realizada em várias cidades localizadas nas zonas sul e oeste da Polónia.

1.1. Objetivos e metodologia

Como referido, o acompanhamento de várias obras geotécnicas é o objetivo principal desta dissertação. Para além disso pretende-se avaliar a qualidade e capacidade de estacas, tendo como metodologia ensaios de integridade e ensaios de carga estáticos e dinâmicos, envolvendo estacas de diferentes diâmetros, comprimentos e tecnologias de execução, diferentes tipos de solos e diferentes características geológico/geotécnicas, pretendendo-se:

- A caracterização geológica e geotécnica dos diferentes locais (quando possível);
- A compreensão das diferentes técnicas utilizadas ao longo dos trabalhos, reconhecendo as suas vantagens e limitações;
- Produção, tratamento e análise de dados relativos ao controlo da integridade, qualidade e capacidade de estacas em fundações com diferentes características estruturais;
- Analisar a integridade e qualidade de estacas e inferir sobre o seu comportamento em profundidade utilizando o programa *PIT-W™* – Pile Dynamics, Inc.;
- Avaliar a capacidade através de ensaios de carga estáticos e dinâmicos analisando os dados recolhidos no terreno e concluindo sobre a sua validade;
- Análise de diferentes solos através de vários ensaios laboratoriais (realizados em Portugal);
- Reconhecer possíveis padrões e tendências de comportamento das fundações tendo em conta o tipo de solo envolvido.

Refere-se que nos casos em estudo, foram facultados alguns dados e/ou cálculos teóricos efetuados pela empresa responsável da obra, sendo que estes serão tidos em consideração para efeitos de comparação entre os dados obtidos e os dados concedidos.

A metodologia adotada para a realização deste projeto de investigação pode ser dividida em três fases distintas: 1- fase de investigação; 2 - fase de

recolha e tratamento de dados; 3 - fase de elaboração do relatório.

Na fase de investigação foi recolhida a informação necessária e disponível para um perfeito entendimento da geologia local, dos métodos a usar, tendo em consideração a finalidade da obra, o tipo de fundação usada na mesma, entre outras variáveis que surgiram. Esta fase compreende ainda a identificação dos objetivos em estudo, a recolha de referências e a bibliografia necessária para a realização dos ensaios de campo, bem como normas, manuais de equipamento, artigos científicos, entre outros.

Na fase de recolha e tratamento dos dados foram executados os ensaios no campo (*Pile integrity test – PIT; Static Load Testing – SLT; e Dynamic Load Testing- DLT*). Os ensaios de PIT foram posteriormente introduzidos e analisados no programa específico, a saber: *PIT-W™* – Pile Dynamics, Inc. (2000-2003). Além disso nesta fase foram realizados ensaios para determinação da densidade, granulometria, limites de liquidez e plasticidade e ainda difração de raios-X para determinação da composição mineralógica das amostras recolhidas. Estes ensaios foram realizados nas instalações da Universidade Nova de Lisboa e na Universidade de Lisboa. Salienta-se que a realização dos ensaios foi condicionada pela pequena dimensão das amostras.

Por último, na fase de elaboração do relatório, foram apresentados os resultados das análises efetuadas, a sua interpretação do ponto de vista Geológico-Geotécnico seguida da sua revisão, apresentação, defesa pública e por fim, entrega da versão final.

1.2. Organização da dissertação

O projeto de investigação é acompanhado de um relatório final - dissertação de mestrado - que possui a seguinte estrutura básica:

- Capítulo 1 – Introdução

Neste capítulo introdutório, é feita uma referência ao tema da pesquisa, os seus objetivos, a organização da dissertação, bem como a identificação da

metodologia empregue na investigação e no tratamento dos dados.

- Capítulo 2 – Enquadramento geográfico e geológico

Aqui são introduzidas informações gerais e relevantes para a compreensão da geografia e da geologia.

- Capítulo 3 – Mecânica dos Solos

No capítulo terceiro é feita uma abordagem aos principais assuntos que compõe a Mecânica dos Solos e a sua relação com a Geologia e a Geotecnia. Além destas temáticas são apresentadas diretrizes para a realização dos ensaios laboratoriais executados às amostras de solo, recolhidas aquando a mobilidade - ensaios para determinação dos limites de consistência, análise granulométrica, densidade das partículas, difração raios-X e análise a laser da fração fina.

- Capítulo 4 – Métodos de construção - fundações

Após a abordagem do capítulo quatro com a definição de solo e as suas principais formas de classificação e caracterização, no capítulo quatro é feita uma síntese teórica dos vários métodos adotados para melhoramento das características e propriedades do mesmo nos casos de obra visitados.

- Capítulo 5 – Capacidade e integridade das estacas

No capítulo cinco encontra-se um resumo da base teórica que suporta a metodologia adotada para os ensaios de integridade e ensaios de capacidade, procurando uma abordagem direcionada para os aspetos mais significativos que se relacionem com o assunto em estudo.

- Capítulo 6 – Casos de estudo

Posteriormente, no capítulo sexto apresentam-se os casos de obra, com a respetiva caracterização geológica/geotécnica dos solos envolvidos (quando possível), a caracterização geométrica e mecânica das estacas e os resultados obtidos para os ensaios de integridade e capacidade das fundações realizados na Polónia.

– Capítulo 7 – Considerações finais

O último capítulo contém a discussão e hipóteses justificativas dos resultados obtidos no capítulo anterior, as principais conclusões apuradas e sugestões para o prosseguimento de investigação adicional sobre o tema.

CAPÍTULO 2: **ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO E GEOLÓGICO**

A localização geográfica e geológica de um edifício tem grande influência na conceção da construção, neste caso em particular, das fundações face às características do terreno. A natureza dos terrenos de fundação afeta não só o projeto de fundações, como pode também promover a modificação da conceção global da estrutura. Neste trabalho foram visitados seis locais onde decorriam construções de vários edifícios e com características distintas.

2.1. Enquadramento geográfico

Geograficamente a Polónia encontra-se na Europa Central (Figura 1) estando rodeada pelos seguintes países: a oeste pela Alemanha; a sul pela República Checa e Eslováquia; pela Ucrânia e a Bielorrússia a este e a norte pelo Mar Báltico, Rússia e a Lituânia.

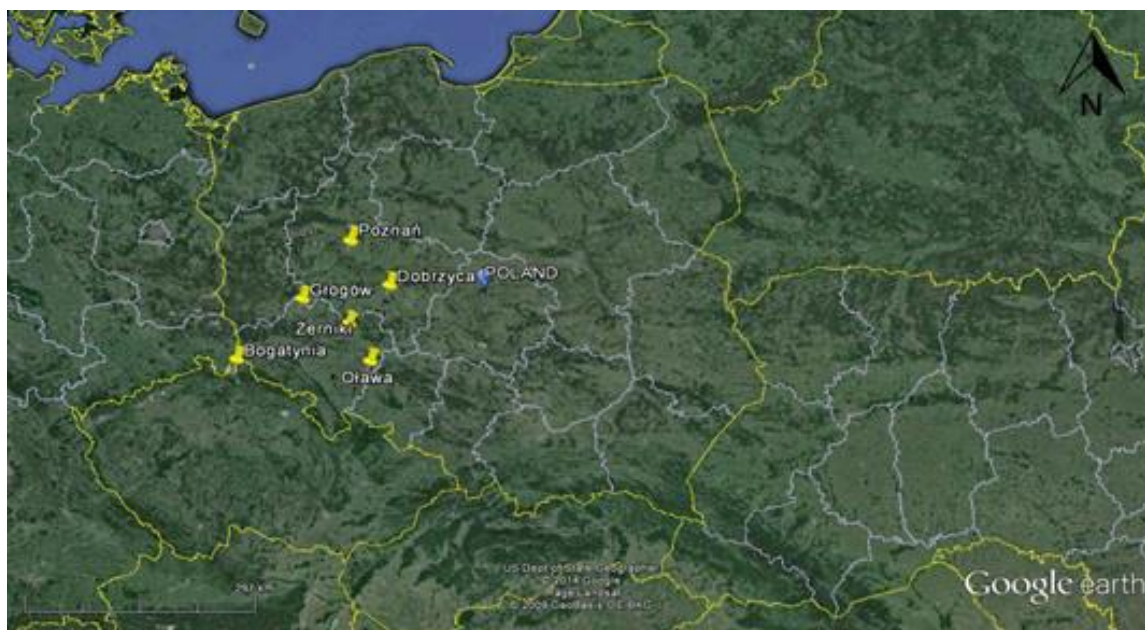


Figura 1: Localização geográfica da Polónia e das cidades onde os ensaios foram realizados: Bogatynia, Oława, Żerniki, Poznań, Dobrzyca e Głogów. (Google Inc. Adaptada de: Googleearth.com. Acedido a 12/12/2014).

Foram efetuados ensaio nas seguintes cidades: Bogatynia, Oława, Żerniki, Poznań, Dobczyca, e Głogów, todas elas na zona oeste e sudoeste do país. A localização das cidades pode ser visualizada na Figura 1.

2.2. Enquadramento geológico

Do ponto de vista geotectónico a Polónia era dividida nas seguintes regiões geológicas: a região nordeste conhecida como Plataforma Europeia do Precâmbrico; a zona centro designada como Plataforma Paleozoica da Europa Central e Ocidental, e a região no sul do país, ocupada pelas montanhas *Carpathians* (Redstone, s.d.). No entanto esta divisão mostrou-se insuficiente e muito generalizada tendo em conta a realidade geológica verificada no país (Figura 2).

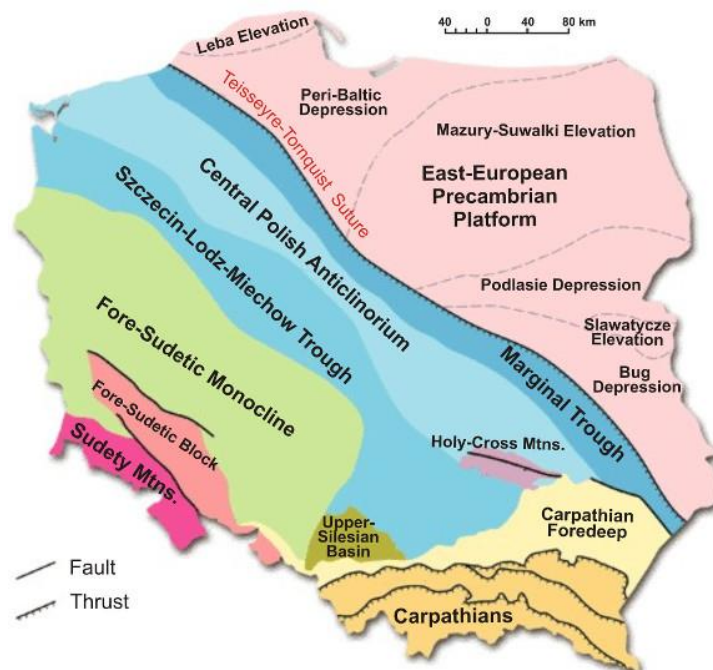


Figura 2: Figura ilustrativa das principais unidades geotectónicas da Polónia. (retirado de: <http://redstone-exploration.com/>, adaptado de: Osika, 1990).

Com maior detalhe Moores e Fairbridge (1997) distinguiram na Polónia cinco regiões (de norte a sul): Planície polaca a norte e centro do país; os planaltos Silesia-Lubin; as montanhas dos Sudetos (*Sudeten*); a planície *Sub-*

Carpathians e as montanhas *Carpathians*. Na sua maioria estas regiões correspondem a elementos estruturais pelo que, e segundo os mesmos autores, a planície polaca que cobre grande parte do país corresponde a um velho cratão composto por rochas de idade Precâmbrica e Paleozoica. Já os planaltos Silesia-Lubin foram formados no decorrer na tectónica Varisca e Caledónica. As montanhas dos Sudetos e as planícies *Sub-Carpathians* a correspondem a elevações montanhosas de idade Caledónica e uma bacia profunda (*foredeep*) com formação durante o Neogénico. Por último, as montanhas *Carpathians* apresentam rochas de idade cretácica ou superior, correspondente a uma zona orogénica formada aquando a tectónica Alpina. Estes autores assinalam ainda a existência de uma Zona de Sutura Transeuropeia (TESZ – *Transeuropean Suture Zone*) que apresenta direcção NW-SE e atravessa a Polónia desde a costa do mar Báltico a oeste, passando pela planície polaca e o planalto de Lubin, a sudeste. A TESZ corresponde a uma zona de sutura que separa o dobramento Varisco e Caledónico situado no oeste europeu do cratão Precâmbrico correspondente à Plataforma do Leste Europeu e a sua cobertura do Paleozoico inferior. Assim, dentro do território polaco, podem ser distinguidas as seguintes unidades estruturais: a Plataforma do Leste Europeu com o seu substrato cristalino Precâmbrico, delimitada a oeste pelo TESZ; a Zona Caledónica-Varisca (Sudetos e as montanhas de *Holy Cross*), de idade Cretácica a Neogénica e a Zona Alpina (*Carpathians* e o *foredeep*) (Moores e Fairbridge, 1997).

Ao longo da história geológica o território polaco apresenta períodos com acontecimentos distintos que resultaram nas unidades e estruturas acima referidas. Seguidamente é apresentada uma descrição sumária dos principais acontecimentos verificados neste território ao longo da história geológica.

PRECÂMBRICO

As litologias correspondentes ao substrato cristalino de idade precâmbrica podem ser encontradas apenas na área designada como Sudetos, sendo possível encontrar litologias como gnaisses, migmatitos, anfibolitos, quartzitos, mármore entre outras rochas metamórficas. Já na Plataforma do Leste Europeu o substrato mais antigo é composto por maciços graníticos com idades datadas de 2646 Ma e os mais recentes com idades entre 1475 e 1323 Ma. Ainda de idade precâmbrica são identificados complexos litológicos mais recentes compostos por quartzitos e arenitos e plataformas basálticas cobertas por sedimentos terrígenos como conglomerados, arcoses e arenitos. Através de várias sondagens realizadas, o substrato Precâmbrico pode ser encontrado a cerca de 200 m de profundidade em locais mais a noroeste do país e a profundidades superiores a 5000 m na zona central e oeste, voltando a ser encontrado a cerca de 500 m da superfície em locais como os Sudetos e os planaltos da Silésia (sul e sudoeste) (Moore e Fairbridge, 1997).

CÂMBRICO

O Câmbrico aflora nas montanhas *Holy Cross* e nas montanhas dos Sudetos sob a forma de xistos, arenitos e quartzitos com cerca de 2000 m de espessura. No norte e noroeste da Polónia em algumas sondagens foram encontrados xistos verdes (Moore e Fairbridge, 1997).

ORDOVÍCIO

Superficialmente o Ordovício apresenta-se semelhante ao Câmbrico. Nas montanhas *Holy Cross* é visível uma discordância que separa o Ordovício de estratos dobrados do Câmbrico. Os estratos do Ordovício, com cerca de 100 m de espessura, são compostos normalmente por uma base conglomerática, arenitos glauconíticos, seguidos de calcários, *shales*, dolomitos e por fim margas com trilobites. Nos Sudetos o Ordovício é representado por quartzitos seguidos de ardósias e filitos. No norte da Polónia o Ordovício é constituído

essencialmente por arenitos glauconíticos cobertos por calcários, dolomitos e *shales* (Moores e Fairbridge, 1997).

SILÚRICO

Nas montanhas *Holy Cross* o Silúrico encontra-se a sobrepor o Ordovício com 900 a 1500 m de espessura. Nos estratos da base é frequente encontrar xistos negros com graptólitos seguidos por grauvaques e *shales*. Já nas montanhas Sudetos Silúrico assenta em discordância sobre o Ordovício. Este consiste em xistos com graptólitos, arenitos e xistos verdes. No norte e este do país o Silúrico é constituído por argilas (*mudstones*), argilitos e calcários (Moores e Fairbridge, 1997).

DEVÓNICO

As regressões ocorridas perto das Montanhas *Holy Cross* levaram ao desenvolvimento de zonas lacustres com a formação de fácies areníticas como arenitos vermelhos. Estas camadas encontram-se em discordância com os dobramentos da orogenia caledónica na parte sul da área. O devónico inicia-se com períodos de transgressão marítima onde, a norte, se depositaram areias com micro-organismos enquanto que a sul se verifica a presença arenitos límnicos. A partir do Devónico médio toda a área estava coberta por depósitos marinhos como calcários recifais e dolomitos sendo a sua espessura total superior a 1300 m (Moores e Fairbridge, 1997).

Na região de Cracóvia, o Devónico é representado por dolomitos e calcários com corais e braquiópodes. Em testemunhos de sondagem são reconhecidos conglomerados e arenitos (Moores e Fairbridge, 1997).

Nos Sudetos, o Devónico exhibe *shales* e arenitos com micro-organismos, presumivelmente de depósito continental. Tal como nas montanhas *Holy Cross* o Devónico superior apresenta um registo marinho com estratos em discordância com as rochas mais antigas. Este é composto por conglomerados, arenitos e

shales até 1300 m de espessura, com intercalações de calcário. No este da Polónia, na região de Lublin, o Devónico apresenta litologias como siltitos vermelhos e arenitos de cor cinza, dolomitos e calcários (Moore e Fairbridge, 1997).

Também no norte da Polónia o Devónico é representado por arenitos de diferente fácies entre elas os arenitos vermelhos. No final do Devónico é evidenciada a presença de margas e *shales* intercalados com calcários (Moore e Fairbridge, 1997).

CARBÓNICO

De acordo com Moore e Fairbridge (1997), a sequência mais representativa do Carbónico é encontrada na região da Alta Silésia, em Cracóvia. O Carbónico inferior é representado por calcários negros por vezes com braquiópodes que se encontram muito perto da superfície. Para além da Alta Silésia são conhecidas camadas semelhantes nas zonas profundas da *Subcarpathian*. No oeste, perto do rio Odra, o Carbónico inferior é composto por *shales* e arenitos. Sobre estes são encontradas camadas espessas de carvão de origem fluvial. Nos Sudetos a base do Carbónico é composta por conglomerados grosseiros de origem fluvial em discordância com as camadas mais antigas. Também aqui são conhecidas camadas compostas por *shales* e arenitos.

Durante o Carbónico são conhecidos episódios de atividade ígnea nos Sudetos que deram origem a pequenas intrusões graníticas e sieníticas. Estas intrusões graníticas apresentam a mesma idade do granito constituinte das montanhas *Carpathians*, mais concretamente nas montanhas Trata (Moore e Fairbridge, 1997).

Nas montanhas *Holy Cross* apenas existem evidências do Carbónico inferior onde se encontram xistos negros e grauvaques. Na zona oeste estas camadas apresentam ainda algumas intercalações de calcário com corais e braquiópodes. No norte da Polónia são encontrados siltitos com calcários do

Carbónico inferior (Moores e Fairbridge, 1997).

PÉRMICO

No início do Pérmico as camadas reconhecidas são encontradas principalmente na parte sudoeste do território polaco. Nos Sudetos, a parte inferior é constituída por arenitos e arcoses; o Pérmico médio é composto por grossas camadas de basaltos paleovulcânicos e pórfiros; a parte superior é composta por arcoses e arenitos. Na região de Cracóvia as sequências começam geralmente com travertinos, seguidos por conglomerados compostos por seixos de calcário do Carbónico, cobertos por lavas basálticas e pórfiro. A espessura não excede os 100 m (Moores e Fairbridge, 1997).

No final do Pérmico uma parte do norte e centro da Polónia foi inundada pelo mar Boreal. O depósito sedimentar correspondente a este período é composto por conglomerados seguidos de xistos negros com sulfuretos de cobre, calcários e gesso. Na parte central da Polónia são reconhecidos domos salinos constituídos por evaporitos, dolomitos, sal-gema e algumas argilas. A espessura destes depósitos lagunares atinge os 1500 m na parte central da bacia mas diminui algumas dezenas de metros nas margens. Esta sequência sedimentar encontra-se normalmente depositada horizontalmente ou em discordância sobre o Carbónico (a este da Polónia) e no Silúrico (a norte). No centro, esta sequência é desconhecida (Moores e Fairbridge, 1997).

TRIÁSSICO

Na Polónia o Triássico aflora em áreas como a Alta Silésia em Cracóvia, no promontório dos Sudetos e ao redor das montanhas *Holy Cross*. Também na região norte e centro são encontrados registos do Triássico (Moores e Fairbridge, 1997).

O Triássico Inferior pode ser encontrado em quase todo o terreno continental. Neste são incluídas litologias como arenitos vermelhos formados em

condições áridas a fluviais com mais de 1000 m de espessura no centro da Polónia. O Triássico médio é considerado de origem marinha sendo que a transgressão teve início no Triássico inferior. A sequência mais representativa é encontrada na Alta Silésia e na região de Cracóvia, começando com calcários com crinoides, conglomerado com *ripple marks* entre as formações, seguidos por dolomitos oolíticos, margas e argilas. A espessura das camadas é de cerca de 200 m no sudoeste, mas diminui para norte tornando-se mais fina e arenosa. O Triássico superior apresenta formações de origem lacustre ou lagunar, com argilas, arenitos vermelhos, carvão na parte inferior, e gesso na porção superior, atingindo espessuras com cerca de 500 m (Moore e Fairbridge, 1997).

Nos Cárpatos, o Triássico aflora principalmente nas montanhas Tatra. Aqui o Triássico inferior é composto por arenitos vermelhos de origem fluvial com *shales* marinhos e margas. No Triássico médio encontram-se principalmente formações dolomíticas e calcárias. A parte superior do Triássico é caracterizada pela presença de xistos vermelhos com intercalações de quartzito seguido por xistos negros e dolomitos. A espessura máxima do Triássico é de 1400 m (Moore e Fairbridge, 1997).

JURÁSSICO

A diferença entre os Cárpatos e a região da plataforma torna-se mais acentuada no Jurássico. Nos domínios não abrangidos pelos Cárpatos, o Jurássico inferior teve origem em lagos e planícies aluviais. Os arenitos com argilas refratárias e argilas com minério de ferro constituem as principais formações, contendo restos vegetais em abundância. São conhecidos períodos de transgressões marinhas a partir do oeste nestas áreas. Algumas intercalações marinhas são conhecidas nas camadas continentais em Pomerânia e no norte da área das montanhas *Holy Cross*, atingindo cerca de 1000 m de espessura no centro da Polónia (Moore e Fairbridge, 1997).

Durante o Jurássico médio, o mar cobriu gradualmente grande parte da área. Conglomerados, arenitos, xistos negros com minérios de ferro, e calcários oolíticos são as principais litologias constituintes destas formações atingindo

uma espessura com algumas centenas de metros (Moores e Fairbridge, 1997).

No Jurássico superior, os principais depósitos são constituídos por margas, calcários brancos e calcários coralíferos. No final do Jurássico, verifica-se o recuo do mar, que levou à formação de lagoas onde se depositam areias e argilas. A espessura do Jurássico superior atingiu os 1000 m (Moores e Fairbridge, 1997).

Nos Cárpatos, as camadas jurássicas são constituídas principalmente por calcários, calcários com crinoides, *shales* e margas. O Jurássico médio e superior apresenta uma grande variedade de calcários como calcários vermelhos, verdes e esbranquiçados (Moores e Fairbridge, 1997).

CRETÁCICO

Na região central da Polónia perto de Łódź, o Cretácico inferior é composto por argilas e areias. No final do Cretácico verifica-se uma regressão marinha que permitiu o depósito de areias fluviais.

No Cretácico inferior iniciou-se uma grande transgressão, proveniente do lado oeste do país levando à deposição de areias com glauconite e fosfatos cobrindo apenas as partes oeste e centro do país. Posteriormente, com a continuação da transgressão o mar atingiu a região de Cracóvia. Este avanço do mar permitiu a deposição de conglomerados e areias glauconíticas perto da costa e ainda de margas em zonas mais distais. Já no Cretácico superior verificou-se a deposição de sedimentos carbonatados em quase todo o território - calcários, margas e muitas vezes com *cherts* - exceto nos Sudetos, onde se formaram argilas escuras e arenitos. Posteriormente verificou-se o início de uma regressão que se pensa ter dado origem ao atual curso do rio Vístula que se estende desde a Dinamarca através da Pomerânia. A espessura do Cretácico inferior é geralmente de cerca de 100 m (Moores e Fairbridge, 1997).

Nos Cárpatos o Cretácico assenta em conformidade sobre o Jurássico na maioria das unidades. Nas montanhas Tatra, o Cretácico inferior é representado por calcários de águas profundas (unidades superiores) ou por calcários

pelágicos e calcários recifais (unidades tectônicas inferiores). Na zona exterior dos Cárpatos (Beskyes), situado no norte da faixa Pieniny Klippen, são as fácies de *flysch* siliciclástico de águas profundas com transição para argilitos que representam a maior parte do Cretácico. Nas zonas mais profundas, o *flysch* aparece na base do Cretácico, verificando-se ainda a substituição da fácies de *flysch* por variedades de margas. A sequência *flysch* mais espessa do Cretácico atinge cerca de 4000 m. No Cretácico inferior, são conhecidas extrusões submarinas e intrusões (principalmente soleiras) que ocorreram na região oeste da zona externa dos Cárpatos; estas podem ser uma evidência de *rifting* submarino (Moore e Fairbridge, 1997).

OROGENIA NO CRETÁCICO

No final do Cretácico, verifica-se a ocorrência de dobramentos de baixa magnitude no centro e norte Polónia. Apesar da baixa magnitude, estes dobramentos deram origem a uma zona anticlinal que se estende desde o oeste da Pomerânia até à Couyavia (figura 3) na direção das montanhas *Holy Cross*. Associadas a este dobramento encontram-se falhas de ambos os lados do anticlinal. Além do anticlinal são vários os domos salinos encontrados nesta zona, principalmente na área Couyavia. A atividade magmática neste período é considerada calco-alcalina associada a episódios de subducção (Moores e Fairbridge, 1997).



Figura 3: Mapa geotectónico da Polónia. (1) Terrenos precâmbrios e caledónicos; (2) Terrenos caledónicos dobrados com ativação Hercínica e terrenos hercínicos dobrados; (3) Terrenos de transição entre o Pérmico e Mesozoico; (4) Terrenos do Jurássico; (5) Terrenos do Cretácico; (6) Terrenos do Mesozoico; (7) Dobramento no Cretácico (Tatra); (8) Pós-Cretácico; (9) Jurássico e Cretácico da Faixa Pieniny Klippen; (10) Terrenos da bacia *foredeep* do Cretácico e Terciário, principalmente *flysch*; (11) Final do Cenozoico. Principais limites estruturais: (a) - falhas profundas na base do Precâmbrio; (b) - grandes falhas à superfície; (c) eixo de anticlinais da base do Precâmbrio; (d) - eixo de sinclinais na base do Precâmbrio; (e) - eixo de anticlinais do topo do Mesozoico; (f) eixo de sinclinais do topo do Mesozoico; (g) - principais carreamentos nos Cárpatos (Moores e Fairbridge, 1997).

CENOZOICO

No Cenozoico, tal como no Mesozoico, são encontradas grandes diferenças entre as formações existentes nos Cárpatos e as formações externas aos Cárpatos.

No início do Cenozoico os terrenos externos aos Cárpatos polacos encontravam-se expostos, com exceção de uma faixa que se estende desde a Dinamarca em direção à zona central da Polónia (*Danish Polish-Trough*), na qual se depositaram margas do Paleocénico e areias glauconíticas com espessuras variáveis. No Eocénico encontram-se registos de um avanço do mar na zona oeste da Pomerânia onde se depositaram camadas de argilas atingindo os 90 m de espessura. No entanto, até ao Eocénico médio verificou-se um recuo do mar restando apenas argilas lacustres no norte da Polónia. Já no final do Eocénico-Oligocénico a oeste e este do país ocorre uma nova transgressão, depositando areias glauconíticas no centro e norte com espessuras superiores a 55 m. No Miocénico até ao Pliocénico, toda a área emergiu, existindo apenas algumas bacias de água doce, onde se depositaram camadas compostas por areias e argilas com presença de matéria orgânica; estas apresentam espessuras até 100 m, sendo que em alguns locais, como Póznán e Varsóvia, as camadas podem chegar até 160 m (Moore e Fairbridge, 1997).

Já no final do Cenozoico no sudoeste da Polónia, principalmente nas zonas pertencentes aos Sudetos e respetiva bacia *foreland*, são registados períodos de atividade tectónica importante, associados a vulcanismo alcalino a calco-alcalino como uma resposta aos movimentos alpinos mais a sul. As montanhas dos Sudetos foram elevadas ao longo de falhas NW-SE. Além disso, durante o início do Miocénico verificou-se que os estratos Mesozoicos da área de Cracóvia foram elevados com uma ligeira inclinação para este. Na área montanhosa de *Holy Cross* também são reconhecidos efeitos da atividade tectónica, mais concretamente os dobramentos que levaram à formação de um anticlinal. Os terrenos do início do Cenozoico existentes nos designados Cárpatos são compostos por *flysch*, conglomerados e calcários (Moore e Fairbridge, 1997).

Roure, (1993) e Redstone, (s.d.) afirmam que esta cadeia montanhosa é composta por carreamentos sucessivos, entre rochas do tipo *flysh* alternadas com depósitos marinhos de argilitos, *shales* e arenitos. Estes carreamentos constituem a única zona tectónica que ocorre ao longo de todo o arco dos Cárpatos.

As zonas externas dos Cárpatos estarão ou discordantes sobre rochas dobradas do Mesozoico (*Pieniny Klippen Belt*) ou em conformidade com o *flysch* do Cretácico. No início do Cenozoico são encontrados xistos negros com conglomerados. Seguidamente são encontradas formações constituídas por arenitos, originados em águas profundas, e ainda margas (Moore e Fairbridge, 1997).

No início do Oligocénico os principais depósitos são constituídos por xistos betuminosos com abundante fauna marinha, principalmente na região norte da zona externa. A parte mais jovem da sequência do Cenozoico inferior é representada por arenitos calcários e *shales*. A espessura das camadas atinge cerca de 4000 m (Moore e Fairbridge, 1997).

OROGENIA NO CENOZOICO

Durante o Cenozoico médio são reconhecidos movimentos orogénicos provenientes da tectónica Alpina nos terrenos externos aos Cárpatos e na faixa *Pieniny Klippen*. Nos terrenos externos aos Cárpatos é possível constatar a formação de inúmeras dobras e mantos de carreamento. Na parte leste, conhecida como a depressão central, as tensões levaram ao desenvolvimento de dobramentos. A faixa *Pieniny Klippen* sofreu uma deformação tectónica mais intensa provocando um redobramento e brechificação dos mantos de carreamento do Cretácico. Simultaneamente, com o dobramento do Cenozoico nos Cárpatos exteriores foi formada uma bacia do tipo *foredeep* sendo inundada por mar no Cenozoico médio. Nesta depressão foram depositados sedimentos como argilas, areias e cascalhos. Posteriormente, aquando o recuo, estreitamento e isolamento do mar, iniciou-se a formação de evaporitos, gesso e sal-gema. Na famosa mina de sal de Wieliczka perto de Cracóvia ocorreu

extração de sal durante cerca de 800 anos. No final do Neogénico, o mar recuou gradualmente em direção a noroeste isolando a bacia. A espessura total das camadas é variável, podendo atingir 1500 m na parte este (Moore e Fairbridge, 1997).

Praticamente todo o território polaco esteve repetidamente coberto por camadas glaciares durante o Quaternário. São reconhecidas pelo menos três grandes glaciações durante o Pleistocénico que atingiram os montes e vales dos Cárpatos e dos Sudetos - Mindel, Riss e Würm. Estas glaciações deixaram espalhados por todo o território sedimentos de dimensões várias como areias, cascalhos, blocos erráticos “varvitos” e *esker*. As camadas de gelo mais recentes são reconhecidas sob a forma de moreias marginais no norte da Polónia, estando relacionadas com a última glaciação do Pleistocénico. Estas glaciações promoveram a formação de extensos vales e consequentemente a erosão do território na parte central e norte da Polónia, afetando a sua morfologia (Moore e Fairbridge, 1997).

De uma forma muito generalizada a região oeste e sudoeste apresenta uma variedade geológica controlada pela evolução hidrográfica que, ao longo de várias décadas, originou o soerguimento do solo de aproximadamente 1 metro. Segundo Rybak (comunicação pessoal), podemos caracterizar esta região como uma bacia hidrográfica onde se encontram vários tipos de solos, a saber: argila, areia, argila siltosa e solo orgânico. A Figura 4 apresenta um excerto da carta geológica à escala 1:1 000 000 da Polónia onde se encontram assinalados os locais estudados.

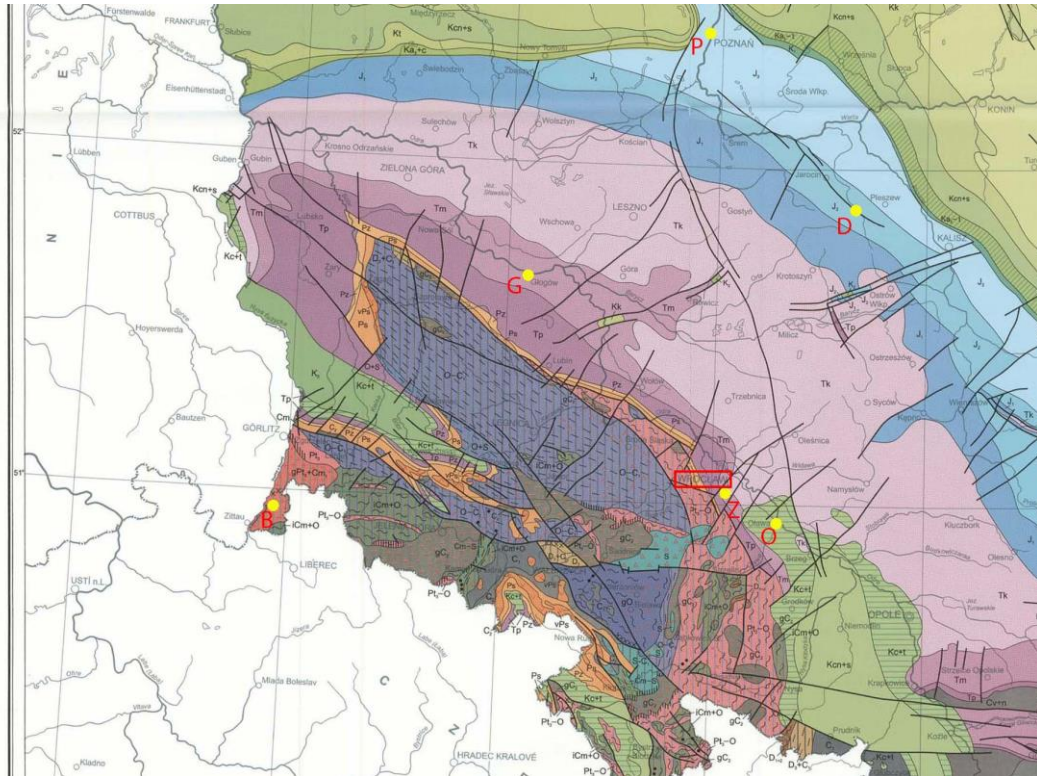


Figura 4: Excerto da carta geológica à escala 1:1 000 000 da Polónia onde se encontram assinalados os locais estudados; o retângulo vermelho localiza a cidade de Wrocław; a amarelo encontram-se assinaladas os locais estudados: (B) Bogatynia, (O) Oława, (Z) Żernik (G) Głogów, (P) Poznań e (D) Dobrzyca (adaptado de: Dadlez, et. al., 2000).

OROGENIA CALEDÓNICA

A orogenia Caledónica está representada nas montanhas *Holy Cross*, através de registos geológicos que se apresentam sob a forma de vários dobramentos, encontrando-se atualmente cobertos por sedimentos na depressão existente ao longo das montanhas *Carpathians - foredeep*. Moores e Fairbridge (1997) afirmam que esta orogenia terá sido registada em locais mais a noroeste da Polónia, no entanto, as camadas não se apresentam dobradas devido ao soerguimento e exposição dos terrenos durante o Silúrico. Associada a esta orogenia são reconhecidas algumas intrusões de magmas básicos.

OROGENIA VARISCA

No norte e este da Polónia a orogenia varisca não induziu qualquer deformação pelo que somente a zona sudoeste da Polónia apresenta sinais

dessa deformação. Nas montanhas de *Holy Cross* verifica-se a ocorrência de anticlinais e sinclinais com eixos de tendências WNW-ESSE. Na zona sul as estruturas caledónicas apresentam-se afetadas por movimentos Variscos. A zona de dobramento caledónico-varisco encontra-se confinada pela plataforma *Podolian* na Ucrânia e parece apresentar um deslocamento transcorrente para sudeste ao longo da zona de sutura transeuropeia. Para oeste as dobras encontram-se em profundidade sob os terrenos do Mesozoico. O Devónico superior e o Carbónico inferior também foram afetados por movimentos tectónicos (Moore e Fairbridge, 1997).

CAPÍTULO 3: **MECÂNICA DOS SOLOS**

3.1. Introdução

No caso das fundações utilizadas no suporte de construções de engenharia, as cargas de qualquer estrutura são, em última instância, transmitidas ao solo através da sua fundação. Assim, sendo a fundação uma parte essencial de qualquer estrutura, a sua tipologia e detalhes de construção apenas podem ser decididos com o conhecimento e aplicação de princípios da mecânica dos solos.

O conceito de solo é atualmente de difícil definição e dependente da finalidade para o qual o seu uso é pretendido. Segundo Matos Fernandes (2006) o solo pode ser entendido como um material natural, trifásico, composto basicamente por ar, água e partículas sólidas. O conhecimento das suas características comportamentais está dependente de um conjunto de conceitos desenvolvidos ao longo do tempo sendo a sua aplicação importante na área da mecânica dos solos.

A mecânica dos solos pretende assim estudar o comportamento das partículas constituintes do solo direcionando as suas conclusões para diferentes ramos da ciência entre eles a geologia e a engenharia civil. O desenvolvimento da mecânica dos solos e das suas componentes é baseado principalmente em análises experimentais, a partir de ensaios de campo e laboratório.

3.2. Geotecnia e Mecânica dos Solos

Na tentativa de criar uma seção capaz de englobar as várias ciências mencionadas surge, no início do século XX, a *Geotecnia* como uma nova área de atuação. Assim, a geotecnia têm como objetivo o estudo das propriedades mecânicas, físicas e hidráulicas dos solos e das rochas, englobando as disciplinas de Geologia de Engenharia, Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas.

Com base em Nunes da Costa (2006/2007) estas três disciplinas, apesar de correlacionáveis e aplicadas simultaneamente em situações de obra, podem ser diferenciadas com base no sector de atuação:

- A Geologia de Engenharia focaliza-se na verificação da adequabilidade e características dos locais, considerando variáveis que possam afetar o projeto, a construção dos trabalhos de engenharia civil e a segurança das construções vizinhas.
- A Mecânica das Rochas é responsável pelo conhecimento das características relativas aos maciços rochosos em termos de deformabilidade, isto é, das relações entre forças (ou tensões) e deformações, resistência (condições que determinam a sua rotura) e estados de tensão.
- A Mecânica dos Solos trata dos problemas relacionados com o material solo sob a ação de solicitações exteriores (como a capacidade de carga de fundações superficiais e profundas), a resistência ao corte dos solos submetidos a esforços tangenciais, o escoamento em meios porosos, consolidação e compressibilidade dos solos, o cálculo de estabilidade de taludes naturais e de aterro, o comportamento dos solos sob solicitações dinâmicas (sísmicas), o melhoramento de terrenos através de numerosas técnicas (injeção, pré-carga, compactação dinâmica, vibroflutuação, entre outras).

3.3. Características do solo

Como anteriormente referido é a identificação, classificação e caracterização mecânica dos solos que permite avaliar, prever e estruturar as metodologias de geotecnia a adotar para cada terreno com vista à implementação de obras de Engenharia. Segundo o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) na especificação E219 (1968) o solo representa o conjunto natural de partículas que podem ser desagregadas por agitação em água, podendo os espaços entre elas (vazios) conter água e ar, separadamente ou em conjunto (figura 5).

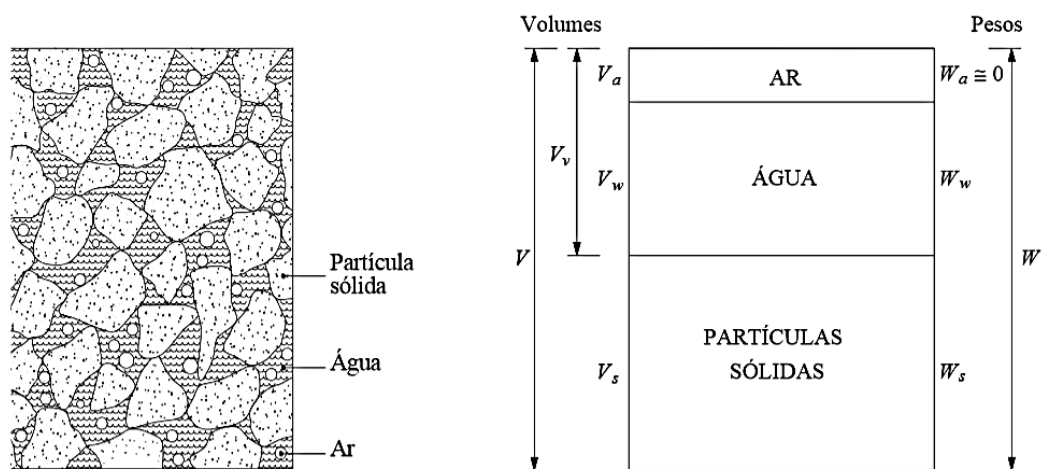


Figura 5: Representação esquemática da composição de um solo típico. Este esquema não é aplicado a solos totalmente saturados (sem componente gasosa) ou em solos totalmente desidratados/secos (sem componente líquida); W = massa total; W_a =massa do ar; W_w = massa da água; W_s = massa das partículas sólidas. O V representa o volume total da amostra; V_v = volume de vazios; V_a = volume do ar; V_w =volume da água e V_s = volume das partículas sólidas. (adaptado de: Matos Fernandes (2006).

De uma forma muito simplificada a génese do solo está dependente da atuação de agentes meteóricos capazes de promover alterações físicas, químicas e biológicas sobre as rochas que constituem a crosta terrestre, levando à sua desintegração. Neste sentido, independentemente do tipo de rocha onde estes agentes atuem, o processo de formação está condicionado aos seguintes fatores: tempo, composição da rocha-mãe, clima, organismos vivos e topografia. A atuação singular dos vários fatores e o modo como estes interagem entre si irá condicionar a formação do solo, o tipo de solo formado e o seu comportamento.

Matos Fernandes, (2006) numa forma muito generalizada classifica os

solos em três grupos, distinguindo-os através das suas características físicas, químicas e mecânicas. O primeiro grupo constitui o grupo dos solos sedimentares. A formação deste tipo de solo é controlada pela desintegração das rochas levando à acumulação de partículas minerais através de agentes de transporte (água, vento e gelo). O segundo grupo – solos residuais – diferem dos solos sedimentares pelo facto de a sua formação e acumulação ser *in situ*, isto é, as partículas resultantes da meteorização física e química das rochas não sofrem qualquer transporte. Por último temos os solos de aterro cuja acumulação de partículas e sedimentos é artificial, sendo o seu transporte realizado pelo homem para, por exemplo, zonas de obra e zonas agrícolas, onde é misturado e compactado com o solo existente no local com o propósito de atingir as características adequadas ao fim a que se destina.

Para além das características referidas o estado e a estrutura do solo também podem fornecer informações descritivas sobre o mesmo - tamanho dos grãos, porosidade, consistência, cor, textura, esfericidade dos grãos, entre outros.

O comportamento dos terrenos, em termos geotécnicos, é assim resultado da alteração dos materiais geológicos e do tipo de solo em causa sendo assumido como uma problemática a resolver. Neste contexto, os ensaios laboratoriais e de campo de mecânica dos solos são fundamentais e imprescindíveis para qualquer obra de engenharia.

3.4. Técnicas de caracterização e classificação dos solos

A descrição, caracterização e classificação está dependente do fim a que se destina e pode ser efetuada de uma forma muito simplificada ou, por outro lado, recorrendo a ensaios laboratoriais e de campo mais exigentes.

A caracterização física recorre a ensaios simples, nomeadamente: análise da composição granulométrica, determinação dos limites de consistência e o teor em água, ensaios de compactação, determinação da massa volúmica densidade de partículas e ensaios de difração laser e difração raio-X.

A classificação dos solos é também uma forma de, através dos dados obtidos em ensaios, agrupar os solos através das suas características físicas. Entre os vários métodos de classificação serão descritos os seguintes: Classificação dos solos para fins rodoviários (AASHTO), utilizando a especificação E240 (1971): “Solos: Classificação para fins rodoviários”, e o Sistema Unificado de Classificação de Solos da norma ASTM D2487-11 (2011): “*Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*”.

3.4.1. Composição granulométrica

Antes de se submeter a qualquer tipo de análise física ou química as amostras são previamente preparadas segundo a especificação E195 (1996): “Solos: Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação”, sendo o procedimento habitual iniciado por secagem, homogeneização, quartilha e fragmentação.

A composição granulométrica e os limites de Atterberg permitem determinar algumas características de identificação do solo, consideradas as propriedades primárias do solo. Através da caracterização laboratorial dos solos podemos determinar as grandezas básicas (teor em água, peso volúmico e peso volúmico das partículas sólidas) para descrever o seu estado físico. Através destes três índices físicos podem ser deduzidos outros como o índice de vazios, porosidade, grau de saturação e peso volúmico seco.

De acordo com Matos Fernandes (2006) a “composição granulométrica é definida como a distribuição em percentagem ponderal (isto é, em percentagem de peso total) das partículas do solo de acordo com as suas dimensões.”

Assim, a análise granulométrica não é mais do que um estudo da distribuição das dimensões dos grãos com o intuito de determinar a dimensão dos diâmetros equivalentes das partículas sólidas juntamente com a proporção de cada fração que constitui o solo, tendo em conta o peso do solo seco.

A representação gráfica das medidas realizadas é denominada de curva

granulométrica. Nos gráficos as dimensões das partículas (mm) estão representadas em escala logarítmica existindo ainda uma classificação dos solos na parte inferior de cada gráfico (figura 6) (Matos Fernandes, 2006).

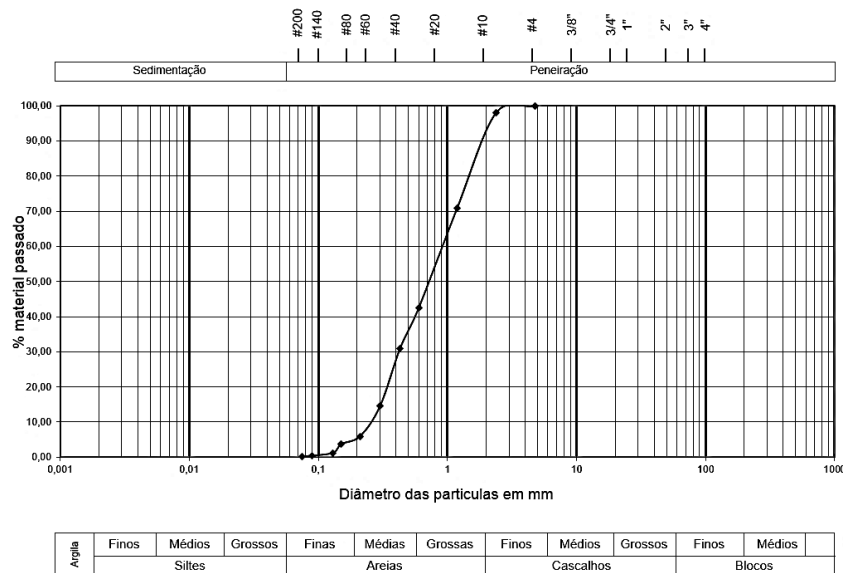


Figura 6: Curva granulométrica obtida através dos ensaios de peneiração.

Segundo a especificação E219 (LNEC, 1968) as principais frações granulométricas de um solo são (tabela 1): Argila, Silte (fino, médio, grosso), Areia (fina, média, grossa), Seixo (fino, médio, grosso) Calhau e Pedra.

Tabela 1: Quadro com as principais frações granulométricas de um solo e respetivo nome. (retirado de: especificação LNEC E219, 1968).

| Argila | Silte | | | Areia | | | Seixo | | | Calhau | Pedra |
|--------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|--------|----------|
| | fino | médio | grosso | fina | média | grossa | fino | médio | grosso | | |
| | 0,002 | 0,006 | 0,02 | 0,06 | 0,2 | 0,6 | 2,0 | 6,0 | 20 | 60 | 150 [mm] |

O procedimento do ensaio de análise granulometria pode ser efetuado por duas vias distintas:

a) Peneiração - realizado para partículas com diâmetros superiores a 0,074 mm (peneiro nº 200);

b) Sedimentação - procedimento válido para partículas com diâmetros inferiores a 0,2 mm.

No método de peneiração, faz-se passar o solo ao longo de uma coluna de peneiros de malhas específicas conhecidas e cada vez menores, sendo que o material que fica retido em cada peneiro é correspondente à fração do solo com dimensão superior à da malha do peneiro em causa. Posteriormente esse material é pesado e calculada a percentagem correspondente, tendo em consideração o peso total da amostra (Matos Fernandes, 2006).

Através da curva granulométrica obtém-se uma classificação percentual da dimensão dos grãos constituintes do solo em análise. De um modo geral os solos são constituídos por partículas cujas dimensões podem ser muito variáveis. O diagrama da figura 7 poderá servir de orientação aquando a escolha dos termos mais adequados para a denominação do solo após a determinação da respetiva curva granulométrica ou na difração laser (Matos Fernandes, 2006).

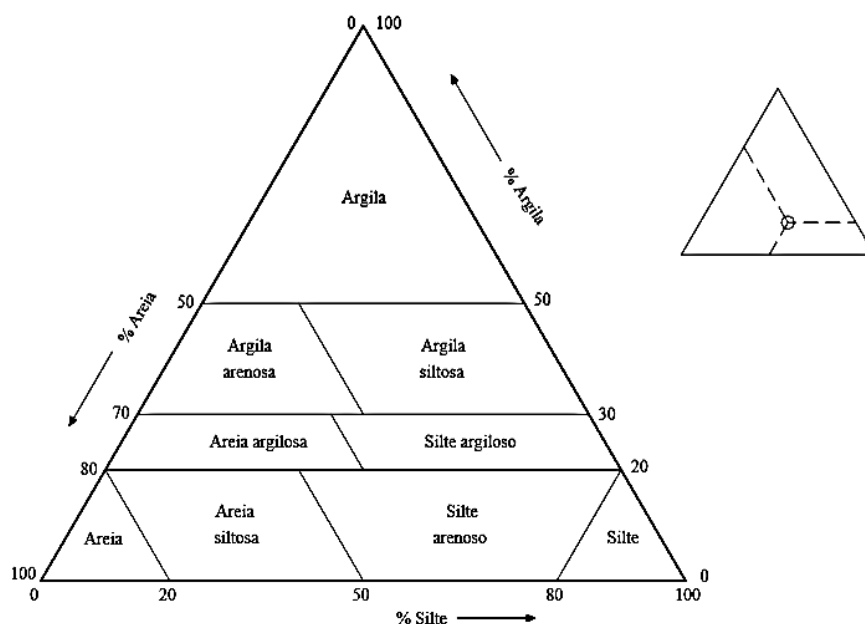


Figura 7: Diagrama utilizado para a atribuição de designações aos solos de acordo com a curva granulométrica obtida. (retirado de: Matos Fernandes, 2006).

Sabendo que os agentes transportadores (vento, gelo e água) apresentam diferentes seletividades na capacidade de transporte das partículas devido ao tamanho dos grãos, é possível inferir sobre a origem geológica do solo

em questão. A análise da curva granulométrica permite ainda classificar o solo como bem graduado ou mal graduado através da distribuição dos grãos.

Através da curva granulométrica é também possível obter algumas grandezas capazes de fornecer informações mais específicas. Inicialmente é determinado o *diâmetro efetivo* - D_{10} . Para a obtenção deste valor é necessário recorrer à curva granulométrica e encontrar o valor do diâmetro correspondente a 10% do material passado.

Além do diâmetro efetivo é possível, pela curva granulométrica, obter o *coeficiente de uniformidade*, C_U :

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{equação 1})$$

em que, D_{60} é referente ao diâmetro correspondente a 60% de material passado. Este coeficiente permite conhecer a variedade de dimensões que as partículas de um dado solo possuem sendo que, quanto maior for o valor obtido maior será essa variedade – correspondendo a solo bem graduado. Pelo contrário, um C_U baixo corresponderá a um solo de granulometria pobre ou mal graduado (Matos Fernandes, 2006). Assim,

$C_U < 2$ – Solo uniforme ou mal graduado;

$C_U > 4$ – Seixo bem graduado;

$C_U > 6$ – areia bem graduada;

$C_U \approx 1$ – solo uniforme.

Por último, uma terceira grandeza que é obtida é o *coeficiente de curvatura*, C_C :

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (\text{equação 2})$$

Onde D_{30} corresponde ao valor do diâmetro correspondente a 30% de material passado. As restantes variáveis foram anteriormente definidas. Este

coeficiente diz respeito à forma da curva granulométrica entre D_{60} e D_{10} : se o valor de C_c se encontrar compreendido entre 1 e 3 o solo é considerado bem graduado.

Para os solos granulares (areias e cascalhos) o índice de maior interesse é o índice de vazios (e). Este é referenciado em relação ao índice de vazios mínimo (e_{\min}) e máximo (e_{\max}) do solo definindo assim o índice de compacidade (ID) (equação 3). Este parâmetro fornece indicações sobre a maior ou menor suscetibilidade do solo a deformações volumétricas quando carregado. Quanto maior for o índice de compacidade, menos compressível é o solo (Matos Fernandes, 2006).

$$I_D = \frac{(e_{\max} - e)}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100\% \quad (\text{equação 3})$$

No caso dos solos finos o teor em água é um dos parâmetros de maior importância para a análise do comportamento mecânico do solo. Este parâmetro é considerado para a determinação dos limites de consistência. Os solos estudados serão sujeitos a este ensaio, ao método de peneiração e, para os sedimentos mais finos, será feita uma análise por difração laser.

3.4.2. Análise de partículas – Difração Laser

A composição granulométrica pode também ser determinada por difração laser cujo princípio de funcionamento se baseia na utilização de um feixe de luz incidindo sobre as partículas dispersas em meio líquido.

De acordo com Allen (1997) e Beuselinck (1998), as partículas são colocadas num fluido em movimento onde é feito incidir um feixe de luz que, ao contactar com uma partícula, sofre vários fenómenos – difração, refração, reflexão e absorção.

A forma e o tamanho desta interação são alterados pelo índice de refração, pelo comprimento de onda da luz e pelo tamanho e formato da partícula. Utilizando detetores colocados no aparelho de difração laser, é

possível medir a intensidade e o ângulo de luz espalhada (figura 8). Esse sinal é posteriormente convertido para a distribuição de partículas através de algoritmos matemáticos (Allen, 1997).

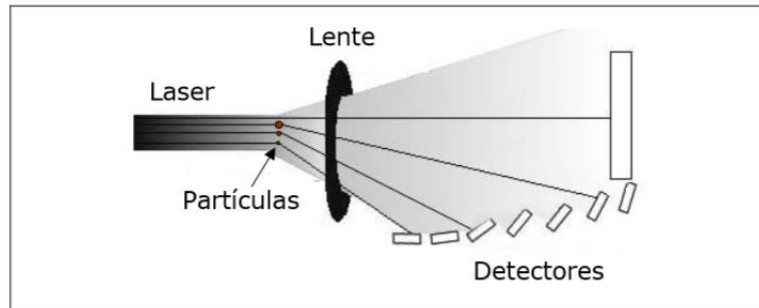


Figura 8: Representação da difração laser ocorrida durante a análise do tamanho de partículas (retirado de: <http://www.fcav.unesp.br>).

A técnica é baseada na teoria de dispersão Mie, sendo necessário um conhecimento prévio dos índices de refração do material a analisar e do meio em que foi colocado. Quando as partículas são opacas e de dimensão superior ao comprimento de onda da luz, é recorrente o uso da aproximação de Fraunhöffer (Jillavenkatesa, 2001). A aproximação de Fraunhöffer diz que, quanto menor o tamanho da partícula, maior o ângulo de difração de um feixe de luz que atravessa um grupo de partículas.

O tamanho mínimo de uma partícula para ser detetada é de pelo menos duas vezes o comprimento de onda do laser. Além disso materiais com um índice de refração muito baixo em relação ao meio não são facilmente detetados.

O material necessário para este procedimento resume-se a uma balança de precisão, desfloculante, copo com capacidade de 20 ml, água destilada, tina de ultrassons e o aparelho de medição por difração de raios laser, neste caso um Malvern Particle Size Analyzer MS2000.

De uma forma resumida a preparação da amostra (2 réplicas) é realizada da seguinte forma:

- 1) Realizar o quarteamento da amostra (previamente separada de todos os

componentes com diâmetro superior a 1mm por crivagem seca) de silte + argila até obter aproximadamente 0,08 - 1,00g (esta quantidade pode variar consoante o material é mais siltoso ou argiloso);

- 2) Pesagem da amostra com precisão de 3-4 casas decimais (0.12-0.18g) e colocar a amostra num copo com capacidade de 20 ml onde serão adicionados 20 ml de água destilada ou desionizada;
- 3) Por fim é feita uma dispersão do material juntando 4 gotas de hexametáfosfato de sódio diluído (desfloculante). A solução é agitada e deixa-se repousar algumas horas;
- 4) Após algumas horas o copo com a solução é colocado numa tina de ultrassons durante 3 minutos (repetir a operação até não observar agregados no fundo do copo).

Esta técnica encontra-se normalizada pela norma ISO 13320-1: (2009): *“Particle size analysis - Laser diffraction methods - Part 1: General principles”*. É um método muito utilizado não só pela rapidez de execução, mas também pela preparação da amostra e pela ampla faixa de análise do tamanho das partículas. É no entanto necessário ter algum cuidado na preparação da amostra visto que, a amostragem do material a ser analisado, deve garantir a representatividade do material em causa.

Para além da composição granulométrica, são também obtidos através do método de difração laser parâmetros de análise estatística que permitem tecer algumas considerações sobre os sedimentos em estudo. A interpretação é baseada nos parâmetros média (diâmetro médio), desvio padrão (grau de dispersão), assimetria e curtose calculados segundo as fórmulas de Folk-Ward (1957) e Friedman & Sandres (1978) facilmente obtidos através de parâmetros aritméticos e gráficos.

Estes são indicadores típicos em estudos gráficos e muito utilizados para a análise sedimentar. O principal parâmetro a considerar é designado de média o que, no caso em estudo, diz respeito ao diâmetro médio das partículas do solo. O desvio padrão (grau de dispersão) é indicador da variação que existe em relação à média dos valores obtidos, ou seja, quanto mais baixo o valor do desvio padrão mais os valores serão semelhantes entre si. A curtose está

relacionada com o grau de achatamento da curva que descreve a distribuição dos valores da dimensão dos grãos. O valor da curtose diz-nos se a curva tende a ser muito afunilada, com uma elevada proporção dos dados centrados do centro, ou achatada, com os dados mais espalhados ao longo da amplitude da curva.

Atendendo ao tipo de distribuição e ao valor obtido para a curtose podemos ter diferentes classificações: uma distribuição normal tem uma curtose igual a 0 e denomina-se mesocúrtica. Um valor positivo indica que os dados estão concentrados no centro e que a distribuição apresenta uma elevação sendo neste caso uma distribuição leptocúrtica. Por outro lado, valor negativo indica que os dados estão dispersos e que a distribuição é mais achatada do que a curva normal sendo a distribuição platicúrtica. (Dias, J. A., 2004 e Friedman & Sandres, 1978).

3.4.3. Análise de partículas – Difração de Raios-X (DRX)

Na caracterização de materiais, a técnica de difração de raios-X é a mais indicada na determinação da composição mineralógica dos solos.

A técnica aproveita o facto de os átomos da estrutura cristalina das partículas minerais se distribuírem de uma forma específica. Ao incidir um feixe de raios-X numa partícula, o mesmo interage com os átomos presentes, originando o fenómeno de difração, possibilitando a identificação da geometria e do espaço entre os cristais, características que são únicas para cada mineral. Posteriormente, e por comparação com uma base de dados, é possível identificar os minerais constituintes da amostra.

De acordo com Albers (2002) a difração de raios-X ocorre segundo a Lei de Bragg. A lei identifica a relação entre o ângulo de difração e a distância entre os planos que a originaram:

$$n\lambda = 2d \sin \theta \quad (\text{equação 4})$$

n – Número inteiro

λ – Comprimento de onda dos raios-X incidentes

d – Distância interplanar

θ – Ângulo de difração

Um espectro típico deste método (difratograma) consiste numa série de picos identificadores dos constituintes presentes na amostra caracterizados pelas sua intensidade e ângulo de difração (Figura 9).

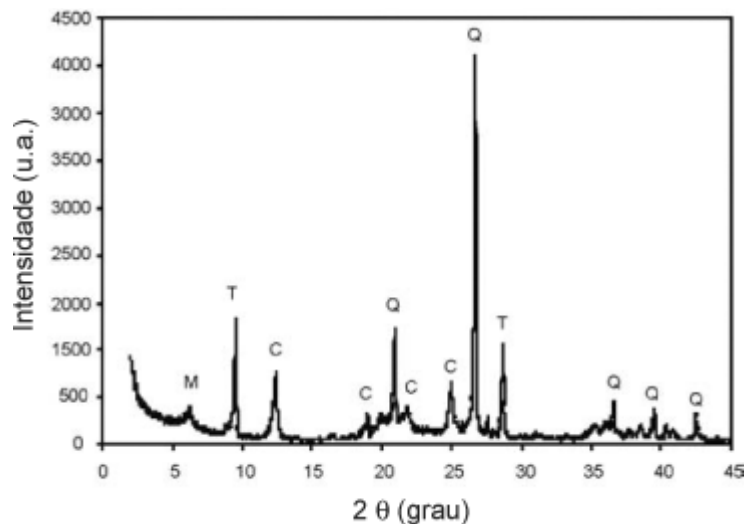


Figura 9: Difratoograma de um solo composto por: T–Talco; Q–Quartzo; M–Montmorilonite e C–Caulinite.
(adaptado de: Silva e Lira, 2006)

As vantagens da técnica de difração de raios-X para a caracterização de fases são várias, sendo que a simplicidade e rapidez do método, a confiabilidade dos resultados obtidos, a possibilidade de análise de materiais compostos por uma mistura de fases e uma análise quantitativa destas fases são as mais interessantes.

Além disso, pelo facto de ser uma técnica de identificação não destrutiva confere uma excelente opção para a classificação mineralógica dos solos, permitindo a aplicação de outras técnicas após a análise por raios-X. Este método permite analisar amostras com grãos de diferentes tamanhos, sendo apenas necessária uma pequena porção de amostra.

A principal limitação deve-se à incapacidade de identificar material amorfo presente na amostra.

3.4.4. Densidade das partículas

A densidade das partículas, segundo a norma portuguesa NP-83 (1965), “Solos: Determinação da densidade de partículas”, consiste no quociente da massa de um dado volume de partículas (a temperatura ambiente), pela massa de igual volume de água a 20°C.

Para a determinação da densidade são necessários os seguintes equipamentos: picnómetro, termómetros, peneiro nº4 (ASTM), exsiccador, balança, estufa e cápsulas. Este método pode ser feito sobre amostras previamente secas em estufa ou em amostras húmidas sendo necessário cerca de 25 g de amostra passada no peneiro nº4 (ASTM).

Inicialmente deve ser feita a calibragem do picnómetro com água utilizando o procedimento descrito na norma referida. Seguidamente a técnica segue os seguintes passos (Matos Fernandes, 2006):

- 1) Determinação do peso do picnómetro (vaso de vidro graduado) cheio de água destilada;
- 2) Determinação do peso do picnómetro com a amostra de solo no interior e cheio com água destilada;
- 3) A amostra é seca na estufa para determinação do seu peso seco;
- 4) Realização dos cálculos da diferença dos pesos determinados em 2 e 3; Esta diferença representa o peso do picnómetro mais o peso em água de um volume igual ao volume do picnómetro menos o volume das partículas sólidas;
- 5) Posteriormente é calculada a diferença entre o peso determinado em 1 e o determinado em 4; esta diferença representa o peso em água de um volume coincidente com o volume das partículas sólidas da amostra;
- 6) Cálculo da razão do peso determinado em 3 pelo determinado em 5; esta razão representa a densidade das partículas sólidas.

3.4.5. Ensaio para determinação dos Limites de Consistência

Os solos finos são constituídos essencialmente por silte e argila. Podem apresentar variações de teor de água originando diferentes estados desses mesmos solos, por exemplo: um solo argiloso com baixo teor em água não será moldável. No entanto, se a este solo for acrescentada água este passa a um estado onde poderá ser moldável e fragmentado mais facilmente. Podemos então afirmar que, no caso das partículas finas, podemos ter estados de material sólido, semi sólido, plástico e líquido.

Antes de serem abordados os ensaios é importante perceber como os solos finos podem ser de extrema importância considerando as suas propriedades. Do ponto de vista químico e mineralógico as argilas apresentam-se muito complexas sendo dispensável uma abordagem profunda no presente trabalho para a sua compreensão do ponto de vista mecânico. No entanto alguns conceitos e esclarecimentos devem ser apresentados para um melhor entendimento. Tal como o solo, as argilas apresentam uma definição variada consoante a finalidade a que o seu estudo se destina.

Segundo Sousa (2011) o conceito mais abrangente e que melhor caracteriza o termo argila é o seguinte: “produto natural, terroso, constituído por componentes de grão muito fino ($\leq 2\mu\text{m}$), entre os quais se destacam os minerais argilosos. Este material, quando humedecido, apresenta plasticidade, endurecendo à medida que vai secando, naturalmente ou em estufa.”

Para além da definição de argila, os termos *Mineral Argiloso* e *Material Argiloso* são comumente utilizados com pouco rigor. O termo *Mineral Argiloso* diz respeito aos minerais constituintes das argilas como a illite, caulinite e montmorilonite, com estrutura e quimismo definido. O termo *Material Argiloso* diz respeito a qualquer material natural de grão fino e textura tipicamente terrosa e argilosa sendo que os minerais constituintes podem não ser essencialmente argilas.

As propriedades químicas e físicas das argilas influenciam o seu comportamento e consequentemente o comportamento do solo que as contém. Assim são consideradas as seguintes propriedades:

- Superfície específica
- Carga eletronegativa
- Viscosidade
- Plasticidade
- Atividade

Os teores em água dos diferentes estados referidos anteriormente são importantes para a obtenção dos limites de Atterberg ou limites de consistência, sendo eles: limite de retração (L_R), limite de plasticidade (L_P) e limite de liquidez (L_L) e posterior classificação do solo. A figura 10 apresenta um esquema elucidativo dos limites de Atterberg.

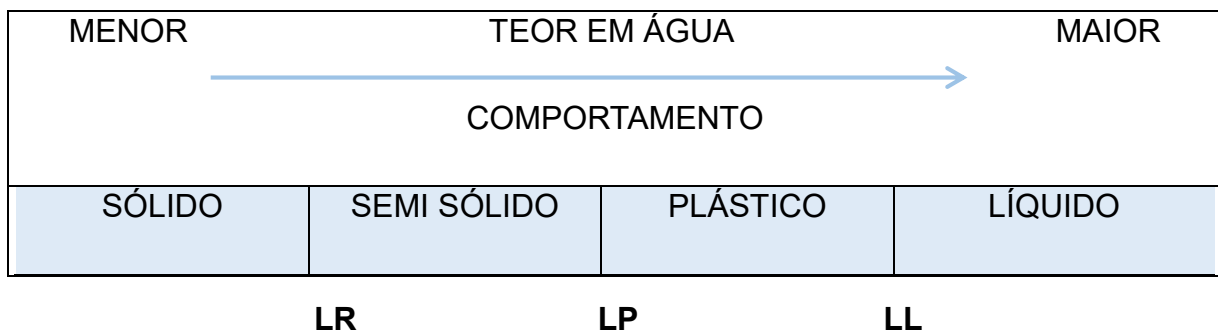


Figura 10: Esquema representativo dos limites de Atterberg tendo em conta o teor em água presente no solo. Os valores de cada um representam a fronteira entre o comportamento sólido, semi sólido, plástico e líquido do solo (adaptado de: Matos Fernandes, 2006).

Através da Figura 10 é perceptível que o solo apresenta comportamento moldável para teores de água entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade. A diferença entre estes limites designa-se por índice de plasticidade (IP).

Para obtenção dos limites referidos é utilizada a norma portuguesa NP-143 (1969): “Solos: Limites de Consistência”. Os ensaios são realizados com o material passado no peneiro nº40 e preparado conforme a norma E-195 (1996): “Solos: Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação”.

3.4.6. Limite de Liquidez

A determinação do limite de liquidez (LL) é feita segundo a norma portuguesa NP-143 (1969): “Solos: Determinação dos limites de consistência”, é necessário utilizar a concha de Casagrande. A mesma norma menciona que este ensaio é somente aplicável a solos em que pelo menos 30% da massa total corresponda a partículas de dimensão inferior a 0,05 mm.

O procedimento deste ensaio é bastante simples, sendo necessário o seguinte equipamento: almofariz, peneiro nº40, concha de Casagrande, riscador, cápsulas e espátula. No capítulo 7 encontra-se descrito todo o procedimento realizado para a determinação do LL no entanto, de uma forma simplificada, o ensaio consiste em colocar porções do solo amostrado previamente tratado e misturado com água na concha de Casagrande. A essa porção, espalhada uniformemente na concha, é aplicado um sulco com o riscador de modo a separar em duas partes iguais. De seguida faz-se rodar a manivela numa cadência específica de forma a aplicar pancadas contínuas à concha até que as duas partes separadas se juntem em pelo menos 1cm (figura 11). Seguidamente é registado o número de pancadas e recolhida para uma cápsula a porção que se juntou, sendo pesada para posteriormente ser calculado o teor em água segundo a norma NP-84 (1965) – “Solos: Determinação do teor em água”. Os valores do teor em água e o número de pancadas correspondentes são projetados num diagrama semi logarítmico, sendo que o teor em água correspondente a 25 pancadas define o limite de liquidez.

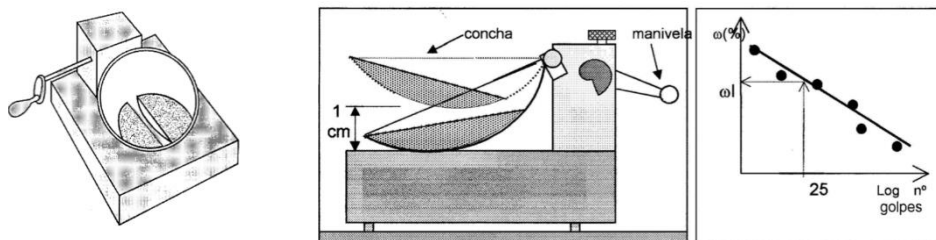


Figura 11: Esquema representativo da concha de Casagrande e das várias partes constituintes do aparelho. Na figura da direita encontra-se uma representação do digrama obtido através da projeção dos valores. (retirado de: <ftp://ftp.ifes.edu.br>)

Refere-se ainda que o rigor na limpeza do equipamento no início de cada ensaio oferece uma maior garantia e segurança nos valores obtidos. A quantidade de água na mistura deve ser a adequada tendo em consideração o tipo de solo em análise. Quanto mais argiloso for o solo menos água irá ser necessária. Em alguns casos existe a necessidade de, após a mistura, aguardar 24 horas para se obter a consistência ideal. A mistura deve ser preparada conforme a especificação E-195 – Solos: Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação.

3.4.7. Limite de Plasticidade

Tal como o LL, o Limite de plasticidade (LP) deve ser executado conforme a norma portuguesa NP-143 (1969): “Solos: Determinação dos limites de consistência”. O LP representa o teor de humidade para o qual o solo começa a fraturar, assumindo valores entre 0 a 100 (ou mais), sendo na maioria dos casos o valor de LP menor que 40.

A determinação do limite de plasticidade é, tal como o LL, apenas aplicada a solos em que pelo menos 30% da massa total corresponda a partículas de dimensão inferior a 0,05 mm.

O material requerido para a execução deste ensaio é o seguinte: almofariz, peneiro nº40, placa de vidro, espátula e cápsulas. Este ensaio consiste em fazer filamentos cilíndricos de 3 mm de diâmetro com pequenas porções do solo deslizando a mão contra uma placa de vidro. Quando o filamento começar a fraturar são recolhidas as porções que se separaram e determinado o respetivo teor em água que irá coincidir com o limite de plasticidade. Para a determinação do teor em água das várias porções ensaiadas é utilizada a norma NP-84 (1965): “Solos: Determinação do teor em água”. São ensaiadas 4 amostras sendo o limite de plasticidade a média dos teores em água obtidos. No capítulo 7 encontra-se detalhado o procedimento efetuado para a obtenção do LP.

Tal como para a determinação do limite de liquidez, a limpeza do material

e o rigor na aplicação da técnica de ensaio é fundamental para a obtenção de dados credíveis e realistas.

3.4.8. Índice de Plasticidade e Atividade das Argilas

Após a determinação dos limites de consistência, vários índices podem ser definidos de modo a aplicar na classificação dos solos parâmetros distintivos.

Define-se o índice de plasticidade (IP) como a diferença entre o LL e o LP, isto é,

$$IP = LL - LP \quad (\text{equação 4})$$

Este índice é extremamente útil para a classificação dos solos finos, sendo a sua classificação feita da seguinte forma:

- Solos fracamente plásticos: $1 < IP < 7$
- Solos moderadamente plásticos: $7 < IP < 15$
- Solos altamente plásticos: $IP > 15$
- Solos não plásticos $IP = NP$, quando é impossível determinar o LL e/ou LP.

A atividade das argilas (A_T) está dependente da natureza do mineral e da quantidade do mesmo e esta relacionada com a capacidade de expansão do solo. Assim, Skempton (1953) in Matos Fernandes (2006) observou que o índice de plasticidade é inversamente proporcional à fração de argila na amostra, isto é,

$$A_T = \frac{IP}{\% < 2\mu m} \quad (\text{equação 5})$$

Sendo $\% < 2\mu m$ igual á $\%$ fração de argila $< 0,002$ mm. A classificação dos minerais de argilas quanto à atividade é feita da seguinte forma:

- Pouco ativa: $A_T < 0,75$
- Normal: $0,75 < A_T < 1,25$

- Muito ativa: $A_T > 1,25$

A comparação do valor de A_T para um dado solo com os valores conhecidos da atividade dos principais minerais de argila (figura 12) ajudará a conhecer, por via indireta, a composição mineralógica da argila em causa (Matos Fernandes, 2006).

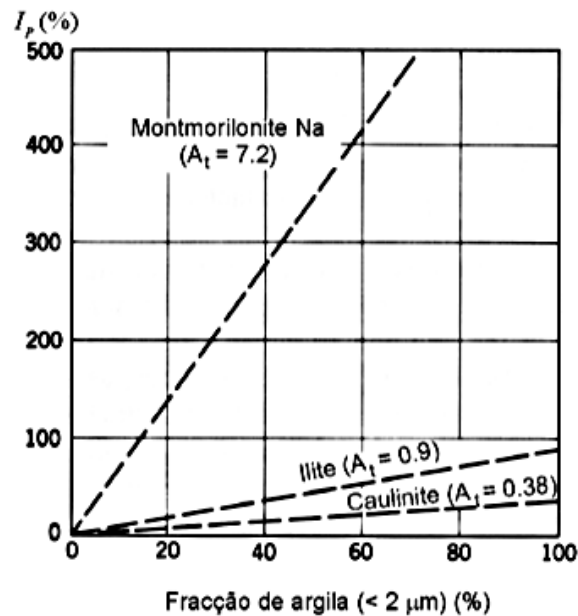


Figura 12: Diagrama de projeção com os valores conhecidos de alguns minerais de argila (retirado de: Matos Fernandes, 2006).

3.5. Classificação dos solos

De entre as classificações de solos existentes destacam-se as designadas *Classificação Unificada* e a *Classificação para fins rodoviários (AASHTO)*. Estas classificações são muito utilizadas na geotecnia pois possibilitam uma classificação rápida e eficiente do solo envolvido através da análise de alguns parâmetros específicos.

i. Classificação Unificada

A classificação unificada, idealizada por Arthur Casagrande, classifica os solos de origem mineral (solos grossos ou finos) ou orgânica com base nas características granulométricas, no limite de liquidez e no índice de plasticidade

dos mesmos. Com base nas características referidas é possível definir quinze grupos diferentes, os quais são representados por um símbolo e um nome de grupo (Figura 13 e 14).

| Critérios para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratório (a) | | | | Classificação do solo | |
|--|--|-------------------------|--|-----------------------|---|
| | | | | Símbolo do grupo | Nome do grupo (b) |
| SOLOS GROSSOS mais de 50% retido no peneiro n.º 200 | Cascalho | Cascalhos limpos (c) | $C_u \geq 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$ (e) | GW | Cascalho bem graduado (f) |
| | mais de 50% da fracção grossa retida no peneiro n.º 4 | Menos de 5% de finos | $C_u < 4$ e/ou $1 > C_c > 3$ (e) | GP | Cascalho mal graduado (f) |
| | | Cascalhos com finos (c) | Finos classificados como ML ou MH | GM | Cascalho siltoso (f), (g), (h) |
| | | Mais de 12% de finos | Finos classificados como CL ou CH | GC | Cascalho argiloso (f), (g), (h) |
| | Areias | Areias limpas (d) | $C_u \geq 6$ e $1 \leq C_c \leq 3$ (e) | SW | Areia bem graduada (i) |
| | 50% ou mais da fracção grossa passada no peneiro n.º 4 | Menos de 5% de finos | $C_u < 6$ e/ou $1 > C_c > 3$ (e) | SP | Areia mal graduada (i) |
| | | Areias com finos (d) | Finos classificados como ML ou MH | SM | Areia siltosa (g), (h), (i) |
| | | Mais de 12% de finos | Finos classificados como CL ou CH | SC | Areia argilosa (g), (h), (i) |
| SOLOS FINOS 50% ou mais passado no peneiro n.º 200 | Siltes e argilas | Inorgânico | $I_p > 7$ e situa-se na linha A ou acima desta (j) | CL | Argila magra (k), (l), (m) |
| | | | $I_p < 4$ ou situa-se abaixo da linha A (j) | ML | Silte (k), (l), (m) |
| | | Orgânico | $\frac{w_L(\text{seco em estufa})}{w_L(\text{sem secagem})} < 0,75$ | OL | Argila orgânica (k), (l), (m), (n) Silte orgânico (k), (l), (m), (o) |
| | Siltes e argilas | Inorgânico | I_p situa-se na linha A ou acima desta | CH | Argila gorda (k), (l), (m) |
| | | | I_p situa-se abaixo da linha A | MH | Silte elástico (k), (l), (m) |
| | | Orgânico | $\frac{w_L(\text{seco em estufa})}{w_L(\text{sem secagem})} < 0,75$ | OH | Argila orgânica (k), (l), (m), (p) Silte orgânico (k), (l), (m), (q) |
| | | | Solos altamente orgânicos, principalmente matéria orgânica, cor escura e odor orgânico | Pt | Turfa |
| | | | | | |

Figura 13: Quadro de classificação de solos segundo a classificação unificada (retirado de: norma ASTM D2487-85).

Nota do autor – No contexto desta norma a separação entre areia e cascalho é referida ao peneiro n.º 4 (4,75 mm).

- (a) Baseado no material passado no peneiro 3" (75 mm).
 (b) Se a amostra virgem tiver blocos e/ou calhaus junto "com blocos e/ou calhaus" ao nome do grupo.
 (c) Cascalho com 5% a 12% de finos precisa de dois símbolos: GW – GM Cascalho bem graduado com silte; GW – GC Cascalho bem graduado com argila; GP – GM Cascalho mal graduado com silte; GP – GC Cascalho mal graduado com argila.
 (d) Areia com 5% a 12% de finos precisa de dois símbolos: SW – SM Areia bem graduada com silte; SW – SC Areia bem graduada com argila; SP – SM Areia mal graduada com silte; SP – SC Areia mal graduada com argila.
 (e) $C_u = D_{60} / D_{10}$; $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$.
 (f) Se o solo contém $\geq 15\%$ de areia, junto "com areia" ao nome do grupo.
 (g) Se os finos se classificam como CL-ML, use dois símbolos: GC-GM, SC-SM.
 (h) Se os finos são orgânicos, junto "com finos orgânicos" ao nome do grupo.
 (i) Se o solo contém $\geq 15\%$ de cascalho, junto "com cascalho" ao nome do grupo.
 (j) Se os limites de Atterberg se situam na zona sombreada da carta de plasticidade, o solo é um CL-ML, argila siltosa.
 (k) Se o solo contém 15 a 30% retido no peneiro n.º 200, junto "com areia" ou "com cascalho" conforme o predominante.
 (l) Se o solo contém $\geq 30\%$ retido no peneiro n.º 200, predominantemente arenoso, junto "arenoso" ao nome do grupo.
 (m) Se o solo contém $\geq 30\%$ retido no peneiro n.º 200, predominantemente cascalho, junto "cascalhento" ao nome do grupo.
 (n) $I_p \geq 4$ e situa-se na linha A ou acima desta.
 (o) $I_p < 4$ ou situa-se abaixo da linha A.
 (p) I_p situa-se na linha A ou acima desta.
 (q) I_p situa-se abaixo da linha A.

Figura 14: Continuação do quadro de classificação de solos. (retirado de: norma ASTM D2487-85).

Este método de classificação começa por dividir o material em solos grossos ou solos finos, com base na percentagem de material que passa no peneiro nº 200 (ASTM). Assim, se mais de 50% do material fica retido nesse peneiro será um solo grosso, se 50% ou mais passa naquele peneiro será um solo fino.

Se nenhum dos requisitos for preenchido e o solo for constituído por matéria orgânica, este é classificado como solo altamente orgânico, como é o caso da turfa.

Os solos grossos podem ser subdivididos em cascalho ou areias em função da percentagem da fração grossa retida no peneiro nº4 (ASTM). Se a percentagem de material retido for superior a 50% temos cascalho; caso contrário o material é classificado como areias. De seguida, quer o material seja considerado cascalho ou areias, dependendo da percentagem de finos presentes no solo, podemos ainda classificar cascalhos limpos ou cascalhos com finos (ou no caso das areias: areias limpas ou areias com finos), sendo limpos no caso de estarem presentes menos de 5% de finos e com finos no caso de essa percentagem ser superior a 12%.

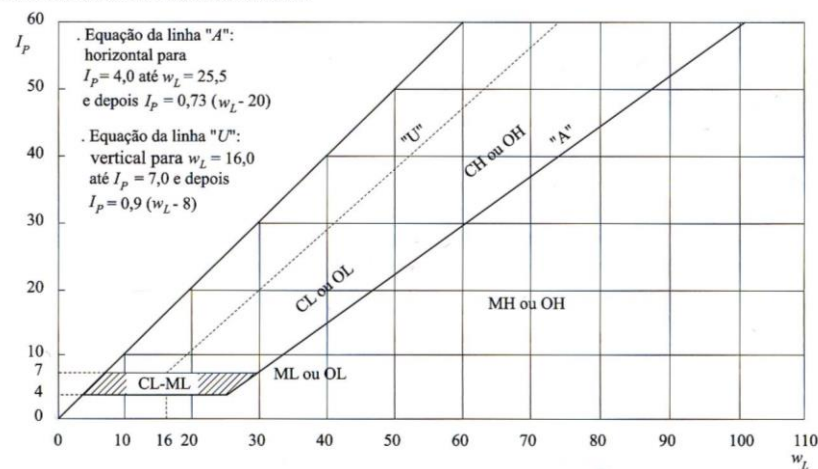
Após esta etapa, e no caso dos solos classificados como cascalhos limpos ou areias limpas, a classificação é feita com base nas características granulométricas do material, isto é, usando os coeficientes de uniformidade, C_u , e curvatura, C_c . Neste caso o material pode ser bem graduado ou mal graduado ficando assim classificado.

Se existir mais de 12% de finos realiza-se primeiramente a classificação dos finos e só depois é classificada a fração grossa. No entanto, caso a fração fina seja superior a 5% mas inferior a 12%, a classificação é feita aplicando dois símbolos, como indicado no quadro da norma ASTM D2487-11 (2011).

Os solos finos são classificados através da carta de plasticidade (figura 15) de Casagrande que por sua vez utiliza o limite de liquidez e o índice de plasticidade. Nesta carta encontram-se quatro campos distintos, onde são projetados os valores do LL e do IP obtendo deste modo a classificação do solo. Inicialmente os solos finos podem ser divididos em Siltes e Argilas com LL

superior ou igual 50% ou Siltes e Argilas com LL inferior a 50%. Caso o resultado da expressão $\frac{L_L - \text{seco em estufa}}{L_L - \text{sem secagem}}$ (equação 6) seja inferior a 0,75 o solo é considerado orgânico. Caso não se verifique esta relação o valor do IP e a sua posição na carta de plasticidade irá determinar a classificação do solo entre argila magra/silte ou argila gorda/silte elástico. Atendendo ao grupo obtido é possível prever o comportamento dos solos quando usados em obras de aterro como é visível no quadro resumo da tabela 15.

CARTA DE PLASTICIDADE DE CASAGRANDE



| Símbolo do grupo | Propriedades importantes | | | |
|------------------|----------------------------------|---|--|--|
| | Permeabilidade quando compactado | Resistência ao corte quando compactado e saturado | Compressibilidade quando compactado e saturado | Trabalhabilidade como material de construção |
| GW | Permeável | Excelente | Desprezável | Excelente |
| GP | Muito permeável | Boa | Desprezável | Boa |
| GM | Semipermeável a impermeável | Boa | Desprezável | Boa |
| GC | Impermeável | Boa a razoável | Muito baixa | Boa |
| SW | Permeável | Excelente | Desprezável | Excelente |
| SP | Permeável | Boa | Muito baixa | Razoável |
| SM | Semipermeável a impermeável | Boa | Baixa | Razoável |
| SC | Impermeável | Boa a razoável | Baixa | Boa |
| ML | Semipermeável a impermeável | Razoável | Média | Razoável |
| CL | Impermeável | Razoável | Média | Boa a razoável |
| OL | Semipermeável a impermeável | Fraca | Média | Razoável |
| MH | Semipermeável a impermeável | Razoável a fraca | Alta | Fraca |
| CH | Impermeável | Fraca | Alta | Fraca |
| OH | Impermeável | Fraca | Alta | Fraca |
| Pt | -- | -- | -- | -- |

Figura 15: Carta de plasticidade de Casagrande usada na classificação unificada de solos e quadro resumo das tendências de comportamento dos grupos da classificação unificada quando usados em obras de aterro (retirado de: norma ASTM D2487-85).

ii. Classificação para fins rodoviários (AASHTO)

A classificação para fins rodoviários ou classificação AASHTO baseia-se nos resultados de análise granulométrica e limites de consistência de modo a prever o comportamento do material sob o pavimento. Esta classificação encontra-se na especificação LNEC E 240 – 1970: “Solos. Classificação para fins rodoviários” (LNEC, 1970b).

A classificação é feita através de 7 etapas sendo que o solo vai sendo classificado consoante as suas características através da eliminação de categorias (figura 16). Assim, a classificação começa por designar o solo em materiais granulares ou materiais silto-argilosos considerando a percentagem do material que passa no peneiro nº 200 (ASTM). Se o valor do material passado for superior a 35% o solo é classificado como material silto-argiloso, caso contrário estamos na presença de um material granular.

De seguida, em função da percentagem de passados nos peneiros nº 10, nº40 e nº200 o solo é dividido em grupos e subgrupos. Posteriormente é feita uma nova separação baseada no limite de liquidez e limite de plasticidade.

O índice de grupo (IG) é a próxima categoria a ser analisada sendo a sua determinação obtida a partir da fórmula ou dos ábacos presentes na especificação mencionada (figura 17). Este índice é indicador da capacidade de suporte do material sob o pavimento sendo que quanto maior o valor de IG menor a adequação do material.

A fórmula usada para o cálculo do IG é a seguinte:

$$IG = 0,2a + \frac{0,005ac}{0,01bd} \quad (\text{equação 7})$$

em que,

a – Diferença entre o valor da percentagem do material passado no peneiro nº 200 (ASTM) e 35; caso a percentagem seja superior a 75 o valor de a é igual a 40; caso a percentagem seja inferior a 35 o valor de a é igual a 0;

b – Diferença entre o valor da percentagem do material passado no

peneiro nº 200 (ASTM) e 15; caso a percentagem seja superior a 55 o valor de b é igual a 40; caso a percentagem seja inferior a 15 o valor de b é igual a 0;

c – Diferença entre o valor do limite de liquidez e 40; caso o limite for maior que 60, c terá o valor de 20; caso o limite for menor que 40, o valor de c será igual a 0;

d – Diferença entre o valor do índice de plasticidade e 10; caso o índice de plasticidade for maior que 30, o valor de d será igual a 20; se o valor do índice for menor que 10, d será igual a 0.

CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

| Tipos de solos | Materiais granulares [35 % ou mais passando no peneiro de 0,075 mm (n.º 200) ASTM] | | | | | | | Materiais silto-argilosos [mais de 35 % passando no peneiro de 0,075 mm (n.º 200) ASTM] | | | |
|---|---|--------|-----------------|-------------------------------------|--------|---------------------|--------|--|--------|-----------------|----------------|
| | A-1 | | A-2 | A-3 | | | | A-4 | A-5 | A-6 | A-7 |
| Grupos e subgrupos | A-1-a | A-1-b | | A-2-a | A-2-b | A-3-a | A-3-b | | | | A-6-a A-7-a |
| Granulometria—% passando nos peneiros ASTM: | | | | | | | | | | | |
| 2,00 mm (n.º 10) | 50 máx | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 0,425 mm (n.º 40) | 30 máx | 30 máx | 35 mín | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 0,075 mm (n.º 200) | 15 máx | 25 máx | 10 máx | 35 máx | 25 máx | 35 máx | 35 máx | 35 máx | 36 mín | 36 mín | 35 mín |
| Características de fracção passando no peneiro de 0,425 mm (n.º 40) ASTM: | | | | | | | | | | | |
| Limite de liquidez | — | — | — | 40 máx | 41 mín | 40 máx | 41 mín | 40 máx | 41 mín | 40 máx | 41 mín |
| Índice de plasticidade | 6 máx | — | mín plástico | 10 máx | 10 mín | 11 mín | 11 mín | 10 máx | 10 mín | 11 mín | 11 mín |
| Índice de grupo ⁽¹⁾ | 0 | 0 | 0 | 0 | 4 máx | 0 | 0 | 8 máx | 12 máx | 16 máx | 20 máx |
| Tipos usuais dos constituintes significativos dos materiais | calhaus, seixos e areia | | areia fina | seixos e areia silteosa ou argilosa | | | | solos silteosos | | solos argilosos | |
| Comportamento na estrada sob o pavimento | excelente a bom | | | | | regular a muito mau | | | | | |

(*) O índice de plasticidade do subgrupo A-7-a é igual ou menor que o limite de liquidez menos 30.

O índice de percentagem do subgrupo A-7-a é maior que o limite de liquidez menos 30.

(**) O índice de grupo indica-se usualmente depois do símbolo do grupo ou subgrupo. Exemplos: A-1 (0); A-2 (1); A-3 (1); A-4 (1); A-5 (1); A-6 (1); A-7 (1).

Figura 16: Quadro para a classificação de solos para fins rodoviários (retirado de: especificação LNEC, E240).

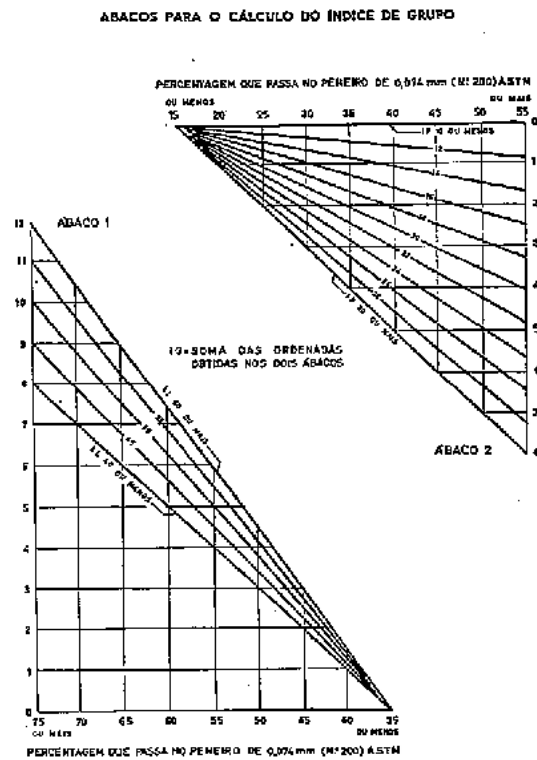


Figura 17: Ábaco auxiliar para o cálculo do índice de grupo, para a classificação de solos para fins rodoviários da (retirado de: especificação LNEC, E240).

CAPÍTULO 4: **MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO – FUNDAÇÕES**

4.1. Introdução

A necessidade de construir estruturas iniciou-se com o desenvolvimento das primeiras civilizações e povoações humanas na Terra. Assim, o envolvimento do solo na edificação de estruturas está presente na vida humana desde muito cedo. No entanto, a compreensão da função do solo como um material de base ou de construção foi-se desenvolvendo através de métodos de tentativa e erro. Segundo vários autores, foi nos meados do século XX que a compreensão do comportamento do solo cresceu exponencialmente. Esta situação é explicada devido ao aumento do conhecimento e da aplicação dos princípios da física, mecânica dos sólidos e fluidos, resistência dos materiais e engenharia estrutural. Graças a esse crescimento a forma de atuação passou a ser, não de tentativa erro, mas de reconhecimento prévio dos problemas característicos e únicos de qualquer terreno, para posteriormente proceder ao seu melhoramento e reforço de modo a conferir a estabilidade necessária e requerida para a obra.

Assim, métodos como *prospecção* e *caraterização geotécnica* passaram a fazer parte da metodologia de trabalho e planeamento de qualquer obra. Atualmente, qualquer projeto de obra deve ser programado e faseado de acordo com as informações da caraterização geológico-geotécnica dos terrenos, influenciando todas as fases subsequentes, tanto de projeto como de execução destas obras. O responsável pelos estudos deve numa primeira fase, de forma a esclarecer as questões relevantes para o projeto, utilizar os métodos de reconhecimento e análise mais simples e progressivamente, conforme os dados obtidos, aplicar métodos mais sofisticados e dispendiosos acompanhando as próprias fases de execução do projeto. As fases de projeto e de caraterização geotécnica englobam as seguintes etapas: Estudo prévio ou viabilidade; Anteprojeto ou projeto-base; Projeto ou projeto de execução; Construção e pós-construção. Na tabela 2 apresenta-se a distribuição das várias fases de

prospecção e caracterização geotécnica.

Tabela 2: Quadro com várias fases de projeto e as principais etapas a realizar no estudo geológico-geotécnico (González de Vallejo, 2002).

| Projeto | Estudo Geológico-Geotécnico |
|--|--|
| Estudo Prévio ou de Viabilidade | <ul style="list-style-type: none"> - Reconhecimento de superfícies - Seleção de locais alternativos - Proposta de programa de trabalhos a realizar - Relatório preliminar |
| Projeto-base | <ul style="list-style-type: none"> - Campanha de prospecção e ensaios (utilização de métodos expeditos de prospecção) - Primeiro zonamento geotécnico - Escolha definitiva de soluções a adotar - Pré dimensionamento - Relatório |
| Projeto de execução | <ul style="list-style-type: none"> - Campanha complementar de prospecção e ensaios - Pormenorização do zonamento geotécnico - Parâmetros de cálculo da estabilidade das estruturas - Relatório |
| Construção | <ul style="list-style-type: none"> - Acompanhamento da obra - Cartografia das superfícies escavadas - Relatório final |
| Pós-construção | <ul style="list-style-type: none"> - Colaboração na interpretação dos resultados de monitorização |

Sendo a prospecção e a caracterização geotécnica um tema vasto e complexo, o seu tratamento aprofundado não se justifica no presente trabalho pois a sua compreensão não é necessária para os temas abordados nos capítulos próximos. Desta forma, salienta-se apenas que a aplicação de melhoramento dos terrenos é feita após um longo processo de estudos através da análise de por exemplo, sondagens, valas, trincheiras, poços e galerias e ensaios (SPT, CPT, ensaio *Lefranc*, ensaio *Lugeon*, dilatómetro, ensaios de deslizamento, entre outros) que permitem o conhecimento das características do terreno em causa para posteriormente serem adotadas as medidas e os mecanismos que apresentem melhor resposta aos problemas encontrados

(Samtani, 2006). No Eurocódigo 7 encontram-se descritos os ensaios e o seu método de emprego para determinar os parâmetros a adotar no projeto de fundação.

Com o aumento do conhecimento e desenvolvimento das áreas mencionadas anteriormente foi possível criar elementos capazes de assegurar a estabilidade das estruturas. Esse passou a ser o foco principal do responsável pela construção visto que os terrenos apresentam enormes limitações no que diz respeito à capacidade de suporte de tensões, quando comparados com os materiais estruturais como o aço, o betão e a madeira.

A introdução de elementos no terreno (superficiais ou profundos) antes da construção da estrutura principal permite, desde que as suas características tenham sido bem escolhidas, garantir que as tensões induzidas no terreno se situem abaixo de níveis correspondentes à situação de instabilidade e que, ao mesmo tempo, os assentamentos que ocorrem devido à aplicação de carga sejam aceitáveis. Estes elementos estruturais que irão suportar toda a estrutura são designados no seu conjunto por *fundação*, representando assim parte da construção que tem como objetivo distribuir as cargas sobre o terreno. A capacidade resistente de uma fundação é a carga máxima suportada pelo terreno considerando os critérios de segurança estabelecidos no início do projeto (Pereira, 2005).

Sendo a fundação a “base” onde assentará toda a estrutura é de fácil compreensão que existe uma interação dos elementos constituintes da fundação e o *maciço de fundação* – “*terreno onde ocorrem variações do estado de tensão de que resulta o equilíbrio da carga aplicada a uma certa área de terreno*” (Pereira, 2005). Assim a fundação e o terreno onde esta terá lugar são normalmente considerados como um sistema onde a capacidade resistente está dependente das características mecânicas do solo, da história geológica, da presença de água no maciço de fundação mas também das características da fundação (tipo, tamanho, profundidade, forma, processo de construção e instalação) (Pereira, 2005).

Assim, podemos concluir que as fundações são parte essencial de

qualquer projeto sendo utilizadas como técnica de *melhoramento e reforço de solos ou do maciço de fundação*.

Segundo Cernica (1995) *in* Pereira (2005), o terreno ideal de fundação deve ser capaz de: garantir uma boa capacidade resistente, responder com deformação mínima ou limitada quando sujeito a ação de cargas aplicadas, apresentar pequenas variações volumétricas, conservar as características mecânicas ao longo do tempo de vida útil da estrutura e abarcar características particulares desejáveis para a obra em causa.

Como podemos ver, estas condições são difíceis de reunir num local específico restando três hipóteses ao responsável pela obra: 1) adaptação do projeto ao contexto geotécnico verificado; 2) melhorar as propriedades do terreno; 3) abandonar o local e/ou selecionar outro. Esta última hipótese apenas é possível se os fatores económicos (elevados custos do melhoramento dos solos) se sobrepuserem ao fator técnico (Pereira, 2005).

A alteração das propriedades dos solos é feita através de processos que se designam por “técnicas de melhoramento de solos”. Diversos fatores têm contribuído para o uso dessas mesmas técnicas que possibilitam o melhoramento das particularidades dos solos (Sousa, 2012): aumento da utilização de solos “pobres” para fundar estruturas cada vez mais exigentes, isto é, que aplicam maior carga; a maior aplicação dos solos como material de construção, dada a sua durabilidade; o solo é considerado um material económico e abundante; introdução de novos métodos e de novos materiais e o avanço do conhecimento teórico dos fenómenos envolvidos na utilização de cada uma das técnicas.

A crescente procura de novas técnicas de melhoramento e reforço do solo para fundações e o crescente avanço científico e tecnológico levam a que a tentativa de agrupar as técnicas conhecidas seja uma tarefa difícil ou quase impossível. Segundo Pereira (2005), estas podem ser agrupadas da seguinte forma considerando a forma de aplicação:

Densificação - Através de compactação, pré-carga, drenagem e vibração;

Injeção - Através de produtos químicos ou calda de cimento;

Inclusão - Através da instalação de elementos de maior resistência no terreno;

Substituição – Através da remoção do solo e substituição por outro com características mais interessantes para a fundação.

Antes de prosseguir com a descrição das características de cada um dos métodos analisados é conveniente ressaltar que as fundações podem ser também agrupadas considerando a profundidade de transmissão de cargas, o método de construção e o material de construção. Deste modo torna-se difícil elaborar uma descrição detalhada dos vários tipos de fundações. No entanto, uma classificação com base na profundidade de transmissão de cargas é feita da seguinte forma:

Fundações superficiais ou diretas – A carga da estrutura é transmitida diretamente ao solo pela fundação. São as fundações mais baratas e de execução simples existentes na construção civil. As fundações superficiais são comumente utilizadas em pequenas escavações no solo não sendo necessários equipamentos especiais para a sua execução. As mais utilizadas são sapatas isoladas, sapatas associadas, sapatas corridas, vigas de fundação e blocos (Gunaratne, 2006).

Fundações profundas ou indiretas – A carga da estrutura é transmitida por efeito de atrito lateral do elemento com o solo através do fuste. Regra geral, são utilizadas em projetos de grande dimensão que necessitam de transmitir elevadas cargas ao terreno ou quando as camadas superficiais do solo não apresentam as características necessárias para aplicar fundações superficiais. Os tipos mais comuns de fundações profundas são as estacas e micro estacas, as colunas de solo e cimento (*Jet Grouting e deep soil mixing*) e os poços (Gunaratne, 2006). Existe ainda quem aceite a existência de fundações semi profundas considerando a dimensão em planta e a profundidade da superfície de fundação.

Nos casos de obra estudados neste trabalho foram utilizados os seguintes métodos para melhoramento dos solos de fundação: Métodos de injeção e inclusão - *Continuous Flight Auger* (CFA), *Jet Grouting*, *Controlled Modulus Columns* (CMC) e *micropiles* (micro estaca).

4.2. *Continuous Flight Auger* (CFA)

As *Continuous Flight Auger* (CFA) ou estacas de trado contínuo ou ainda estacas de hélice contínua são opções de fundações profundas muito utilizadas na construção de estruturas. As CFA são estacas de betão moldadas no local através da injeção de uma calda líquida num furo escavado com o auxílio de um trado contínuo e oco em forma de hélice. Coelho (1996) in Sousa (2006), afirma que a aplicação de trado contínuo oco assegura a estabilidade das paredes de fundação sem comprometer o rendimento e sem necessidade de revestimento provisório. Este tipo de estacas executadas com perfuração por rotação apresenta vantagens como ausência de vibrações, assegurando a estabilidade das paredes, e elimina o risco de execução.

Estas estacas são construídas através da perfuração no solo com um equipamento de rotação, constituído por uma grua base equipada com uma torre vertical ao longo da qual se movimenta a unidade de rotação a que está conectado o trado contínuo oco e a hélice de diâmetro e comprimento superior ao previsto para a execução da estaca. O trado contínuo é constituído pelas seguintes características: interior oco com cerca 130 mm de diâmetro, que permite a descida do betão; broca na extremidade inferior; abertura no extremo inferior da parte oca do trado (ponteira) (FHWA, 2007).

O procedimento de furação é iniciado com a introdução no terreno do trado contínuo em rotação até à profundidade prevista para a estaca. Atingida a profundidade estabelecida no projeto iniciam-se as operações de betonagem, no sentido ascendente do furo. O betão é injetado através de uma bomba, que se encontra ligada à unidade de rotação do equipamento de furação, encaminhado pelo interior do trado e introduzido no furo feito no terreno (Sousa, 2006).

O trado vai sendo extraído ao mesmo tempo que a betonagem se vai realizando até ser atingida a cota idealizada. Posteriormente, é colocada a armadura metálica no interior do betão fresco e um “prato” metálico que é acoplado à extremidade superior da armadura, garantindo a sua entrada vertical e centrada relativamente ao furo e evitando possíveis desvios. Por fim, decorrido tempo suficiente para a realização da cura do betão da estaca, é efetuado o saneamento da cabeça da estaca com o auxílio de um martelo demolidor, de modo a criar uma superfície totalmente regular garantindo que as cargas provenientes da superestrutura sejam devidamente transmitidas ao solo de fundação (Sousa, 2006). A figura 18 apresenta um esquema com as principais etapas deste processo.

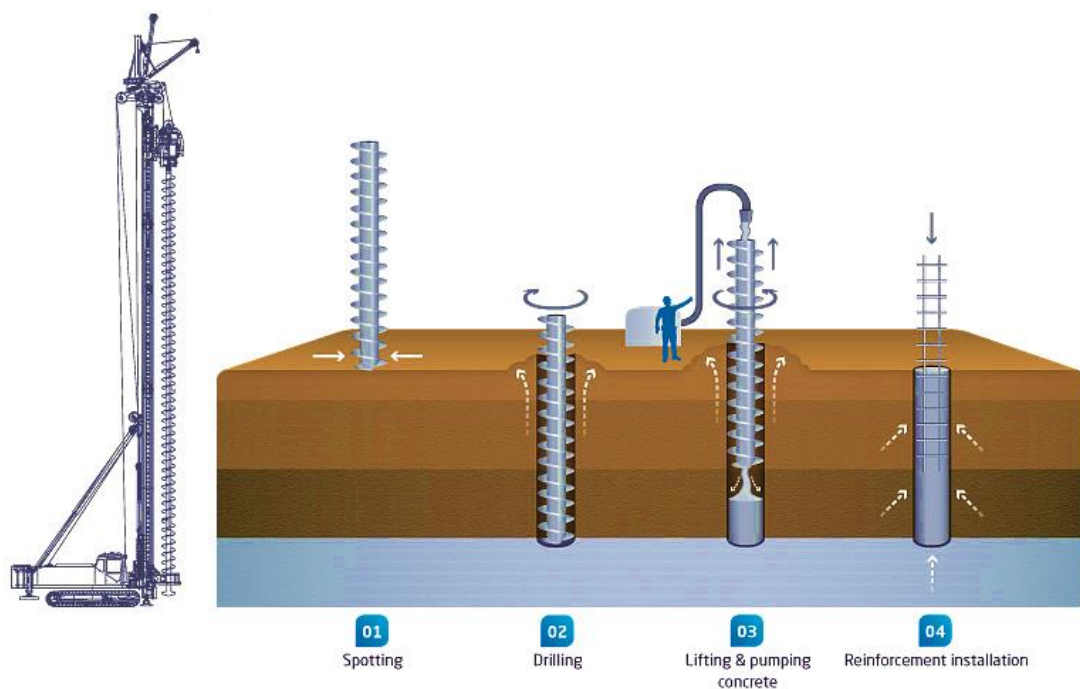


Figura 18: Esquema representativo das principais fases de execução de uma estaca do tipo CFA: **(1)** Posicionamento do equipamento **(2)** Perfuração até à cota pretendida **(3)** Injeção do betão e remoção da hélice **(4)** Instalação da armadura metálica (Retirado de: <http://www.junttan.com>).

4.3. Jet Grouting

O *Jet Grouting* corresponde essencialmente a uma técnica de tratamento de solos, que permite melhorar os parâmetros de resistência, diminuir a deformabilidade e a permeabilidade. No entanto muitos profissionais também a consideram como uma fundação profunda devido ao resultado final e à sua aplicabilidade. A Norma BS EN-12716 (2001) "*Execution of special geotechnical works —Jet Grouting*" pretende uniformizar o modo de execução desta técnica contudo a sua aplicação está dependente de vários fatores que devem ser adaptáveis a cada caso.

De uma forma muito resumida, o método consiste na realização de colunas de mistura (solo e cimento) através de injeções de calda de cimento. As colunas advêm do impacto resultante do jato provocado pela transmissão da energia potencial de bombagem da calda em energia cinética, permitindo a criação de corpos no interior do solo sem qualquer escavação prévia (Carreto, 1999).

A injeção é feita a elevadas pressões permitindo a desagregação do solo *in situ* e a sua substituição por uma mistura de solo remexido e calda de cimento. Existem três tipos de tecnologia de *Jet Grouting* (figura 19): sistema de jato simples - injeção de calda de cimento; sistema de jato duplo - injeção de ar e calda de cimento; sistema de jato triplo - injeção de ar, água e calda de cimento (Lunardi, 1997).

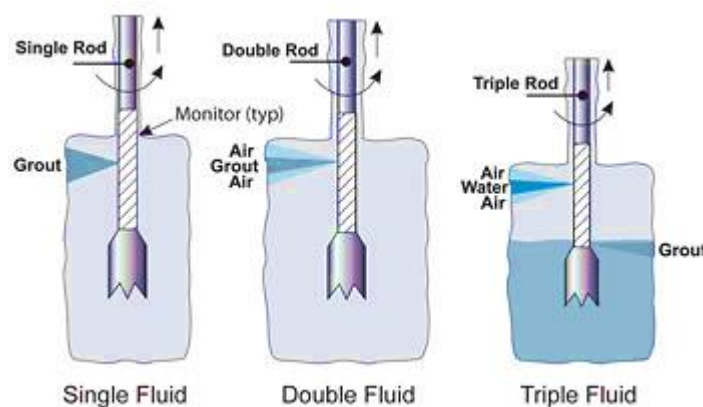


Figura 19: Esquema representativo dos três sistemas de aplicação de *Jet Grouting*: Grout – Calda; Air – Ar; Water – Água (Retirado de: www.windsystemsmag.com).

O processo de aplicação desta tecnologia envolve as quatro etapas seguintes (figura 20): primeiramente é feita a perfuração com vara de pequeno diâmetro até à cota pretendida para a base da coluna. De seguida é feito um pequeno teste de injeção de modo a tornar todo o processo operacional; depois é (são) injetado (s) o (s) fluido (s) (calda de cimento, ar e água) a alta pressão, levando à substituição do terreno por uma mistura de solo e calda de cimento; no fim do processo é recolhida a vara, até à cota de coroamento da coluna, acompanhada de movimentos de rotação que permitem a formação de um corpo com configuração cilíndrica (coluna), promovendo a mistura solo-fluido (Lunardi, 1997).

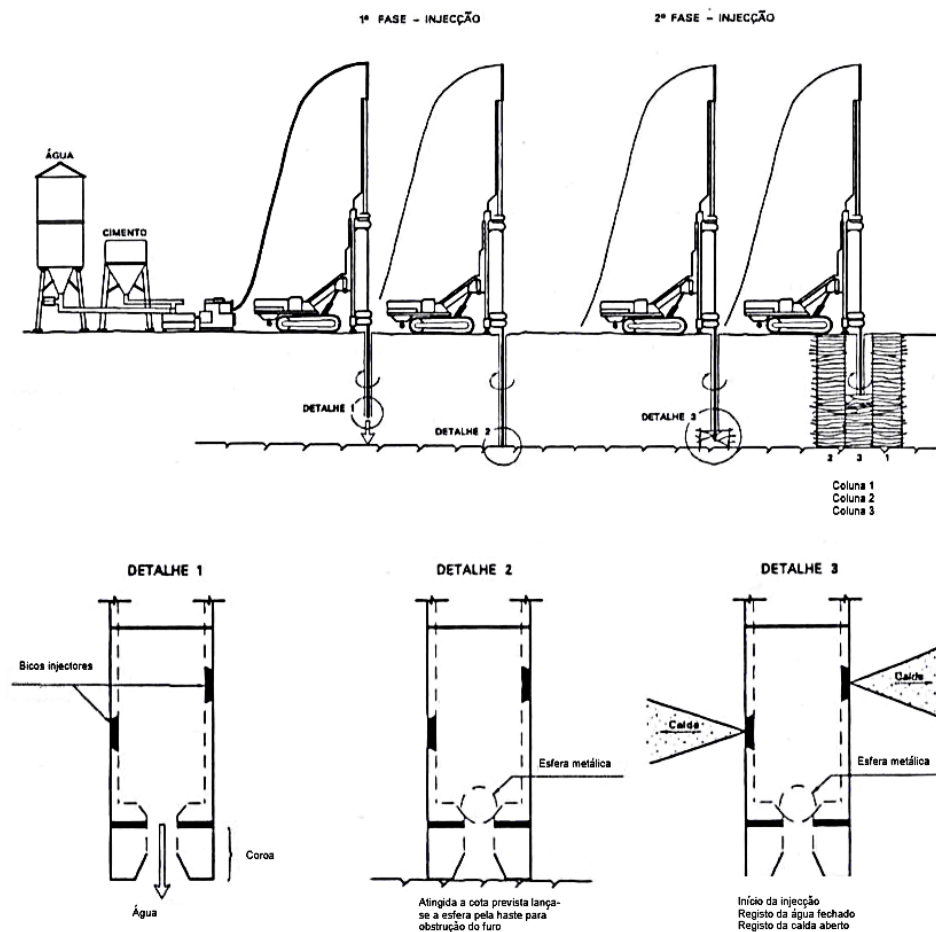


Figura 20: Esquema ilustrativo das etapas no processo de Jet Grouting (Carreto, 1999).

Esta técnica é normalmente empregue em situações em que o solo apresenta capacidade de suporte insuficiente a alterações do estado de tensão

(Carreto, 1999).

A utilização desta técnica apresenta certos riscos inerentes à sua utilização, sendo o risco de levantamento do terreno, risco de assentamento do terreno e ainda a agressividade química do terreno os mais frequentes. No entanto, são passíveis de ser controlados. No caso dos levantamentos e assentamentos do terreno, deve-se assegurar a continuidade do regime hidráulico de livre saída do refluxo; criar poços de alívio e/ou fazer um manuseamento controlado e cuidado durante a injeção. A seleção da dosagem de cimento é um fator a considerar para evitar agressões químicas na interação com o solo (Carreto, 1999).

A técnica em causa deve no entanto ser evitada nas seguintes situações: solos orgânicos com pH ácido, solos argilosos muito compactos ou rochas, solos de granulometria elevada e sem finos, especialmente quando saturados, solos muito heterogêneos, com grandes descontinuidades e vazios, principalmente com fluxo de água intersticial. Estas situações podem comprometer a estabilização da calda de cimento. (Carreto, 1999).

4.4. *Controlled Modulus Columns (CMC)*

Uma das técnicas de melhoramento de solos mais recentes é a técnica de CMC - *Controlled Modulus Columns*. O conceito da técnica passa por introduzir estacas de betão em terrenos de fracas características de modo a melhorar as mesmas.

As CMC são instaladas no terreno utilizando um trado composto por uma ponta de penetração helicoidal e uma secção pseudo cilíndrica (figura 21) (Varaksin, s.d.).



Figura 21:Trado utilizado na instalação de estacas do tipo CMC (Retirado de: <http://www.vibromenard.co.uk>).

Como o trado penetra no solo por “aparafusamento”, a secção pseudo cilíndrica desloca-se no solo lateralmente, reduzindo a quantidade de material que é gerado para quantidades insignificantes em comparação a técnicas de estacas moldadas *in situ*, tais como CFA ou estacas escavadas. Após a perfuração é iniciado o processo de extração onde, através do trado oco, é bombeada a mistura de betão para formar a coluna com um determinado diâmetro (geralmente de 250 a 450 mm) (figura 22) (Varaksin, s.d.).

Este método permite reduzir os assentamentos de forma mais eficiente em comparação com outras técnicas em que as estacas são instaladas diretamente no solo. Este facto deve-se às colunas não estarem dependentes de parâmetros externos para a estabilidade lateral e a sua resistência não ser afetada pelo solo circundante (Varaksin, s.d.).

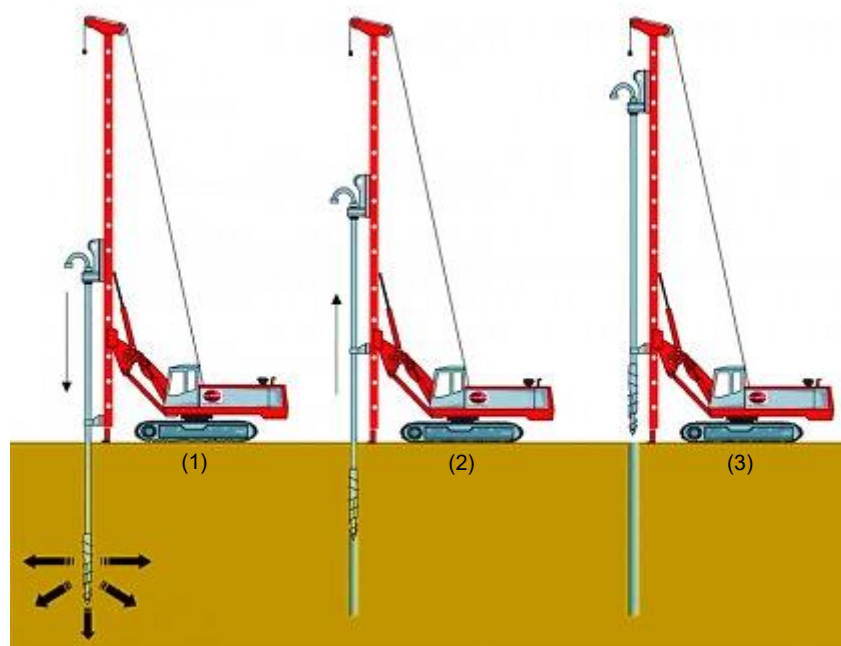


Figura 22: Esquema ilustrativo das várias etapas no processo de CMC; **(1)** introdução do trado com a secção pseudo cilíndrica; **(2)** extração do trado e injeção do betão; **(3)** estaca completa (Adaptado de: <http://www.vibromenard.co.uk>).

As principais vantagens deste método são: a maior capacidade de carga - em comparação com estacas do mesmo diâmetro; a rapidez e desempenho - a tecnologia de CMC é um método eficaz na instalação de estacas com várias centenas de metros por dia, com a utilização de uma única unidade de máquina

de perfuração; não existe material resultante da furação - não há acumulação nem extração de material proveniente da furação; é uma tecnologia com baixa perturbação sonora e vibratória podendo ser usada nas imediações das estruturas civis e de engenharia existentes; é considerada uma técnica versátil pois pode ser utilizada em quase todos os tipos de solo, incluindo orgânico e solos antropogénicos (Varaksin, s.d. e Menard, s.d).

4.5. Micropiles (Micro estacas)

Uma *micropile* (micro estaca) é uma estaca moldada de pequeno diâmetro (normalmente inferior a 300 mm) construída através da perfuração de um furo no terreno onde são colocadas armaduras em aço. Posteriormente é realizado o preenchimento desse furo com calda de cimento (FHWA, 2000).

De acordo com Machado (2008) uma micro estaca é constituída pela armadura principal, a armadura secundária e a calda de cimento (figura 23). Considerando a aplicabilidade das micro estacas podemos ter: *micro estacas do tipo I*: injetadas a baixa pressão ou *micro estacas do tipo II*: injetadas a alta pressão. A figura 23 pretende ilustrar o método de execução de micro estacas.

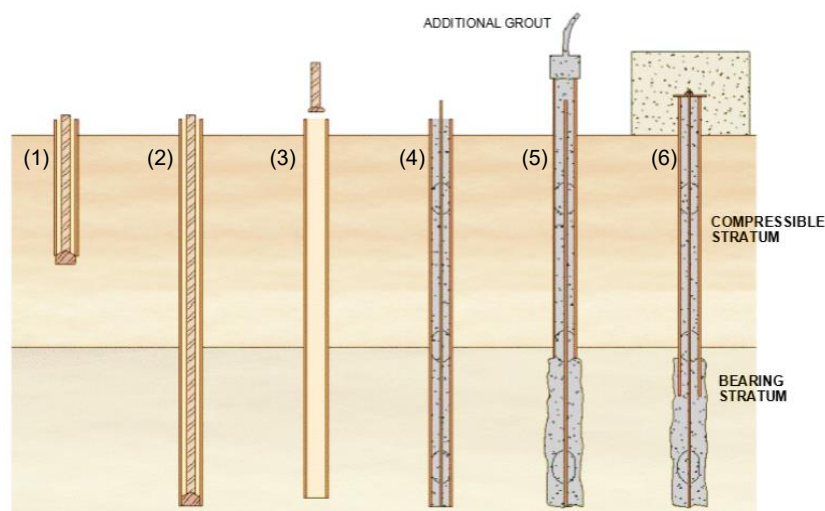


Figura 23: Sequência de construção de micro estacas: **(1)** Perfuração ou instalação do revestimento temporário; **(2)** Perfuração completa até à profundidade pretendida; **(3)** Remoção da broca interior e eixo (se usado) **(4)** Injeção do reforço e argamassa **(5)** Remoção do revestimento temporário e injeção de mais argamassa sob pressão (se aplicável) **(6)** Micro estaca completa (o revestimento pode ser deixado no local) (Adaptado de: <http://www.omranista.com>).

Este método é aplicado em várias situações como reforço de fundações de novas estruturas, fundações em locais de difícil acesso ou permanência, fundações de equipamentos industriais, melhoria de solos e maciços rochosos, consolidação de terrenos e ainda em contenções (Machado, 2008).

As micro estacas têm sido cada vez mais utilizadas pois são uma solução muito versátil, onde as vibrações e o ruído na instalação são mínimos quando comparados com as estacas tradicionais. Além disso, os equipamentos para a sua instalação podem trabalhar em áreas de difícil acessibilidade (FHWA, 2005). Estas têm ainda a vantagem de poderem ser executadas em qualquer direção espacial, sendo assim possível solucionar qualquer ação aplicada ao sistema (fundação-macício de fundação), recorrendo apenas a esforços axiais. As micro estacas permitem um excelente controlo dos assentamentos devido ao seu funcionamento por atrito lateral, o que faz com que reajam aos mais pequenos movimentos da superestrutura. O facto de não necessitar de mistura com o material solo permite a sua aplicação em qualquer tipo de terreno, incluindo os impermeáveis (Brito, 1999 in Francisco, 2007).

Apesar da sua ampla gama de atuação, Machado (2008) enumera algumas desvantagens: necessidade de recorrer a empresas especializadas com equipamento e mão-de-obra adequados; limitação da capacidade de carga (até 1000 a 1300 kN) em virtude dos pequenos diâmetros e reduzida capacidade para transmitir cargas por ponta.

CAPÍTULO 5: **CAPACIDADE E INTEGRIDADE DAS** **ESTACAS**

Neste capítulo serão descritos os diferentes ensaios, as normas a seguir e os equipamentos utilizados para a realização de ensaios de integridade em estacas (PIT) e ensaios de capacidade dinâmico e estático (DLT e SLT).

5.1. Ensaio de integridade: PIT

5.1.1. Generalidades

A integridade de uma estaca é um termo que se encontra descrito pela norma ASTM: D5882-07 (2013) como "uma avaliação qualitativa das dimensões físicas, a continuidade de uma estaca e o estado do material da estaca após solidificação". A integridade de uma estaca pode ser obtida através do ensaio de integridade também conhecido como PIT- *Pile Integrity Test* ou então *Low Strain Method*.

O ensaio consiste em avaliar o comportamento e a velocidade da onda resultante de um impacto aplicado no topo da estaca. Cada impacto no topo da estaca dá origem a uma onda que se propaga ao longo do corpo da mesma até atingir a parte inferior, onde é refletida de volta ao topo da estaca. Em seguida, este sinal é capturado por um acelerómetro instalado no topo do elemento de fundação e convertido em sinal elétrico. Este último é transmitido a um outro dispositivo que permite ao operador visualizar os sinais, o comportamento e a velocidade da onda. Através destes dados é possível fazer uma análise com *software* específico e concluir sobre a integridade da estaca em estudo bem como detetar defeitos potencialmente perigosos, como fissuras significativas, reduções de diâmetro e descontinuidades no betão.

5.1.2. Descrição e equipamento

Para a realização do ensaio de integridade apenas é necessário um martelo com massa entre 0,5 e 5,0 kg, um sensor e um receptor (DVR) para leitura e gravação de sinal. Posteriormente, os dados são transferidos e examinados com o *software* próprio neste caso, PIT-WTM - *Software for PDI's Pile Integrity Tester* - Versão 2003, PDI.

Como descrito anteriormente o procedimento consiste simplesmente em colocar o sensor no topo da estaca e, em seguida, realizar pequenos impactos com o martelo no topo da mesma. A propagação deste impulso é registada e posteriormente analisada pelo operador, sendo portanto um procedimento rápido e eficaz. A figura 24 apresenta uma representação esquemática do equipamento usado no PIT. A figura 25 corresponde ao equipamento utilizado em todos os ensaios realizados ao longo do período de investigação.

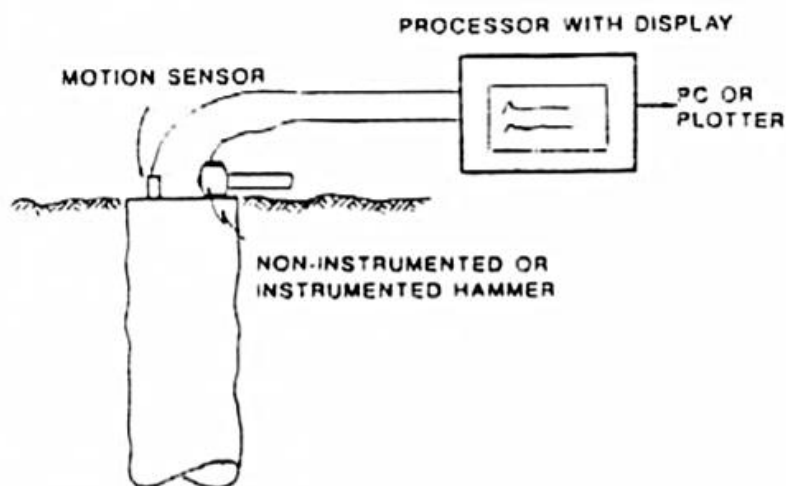


Figura 24: Representação esquemática do ensaio de integridade em estaca (Rausche, 1992).



Figura 25: Fotografia do equipamento utilizado em todos os ensaios de integridade realizados.

Todos os ensaios de integridade, as análises e procedimentos foram realizados tendo em conta as seguintes normas / protocolos:

- Manual PIT COLLECTOR Manual. Outubro de 2005. Pile Dynamics, Inc.
- Manual PIT-WTM *Software for PDI's Pile Integrity Tester*. Versão 2003. PDI.
- ASTM: D 5882-07 (2013) “*Standard test method for low impact integrity testing of deep foundations*”.

5.1.3. Avaliação do ensaio de integridade em estaca

De uma forma muito sucinta, a avaliação da integridade é conseguida através da interpretação da forma da onda refletida e das suas variações ao longo do sinal obtido no ensaio, mais concretamente, através da análise da impedância (PIT, 1998 e 2003). A impedância, segundo a norma ASTM: D 5882-07 (2013) é obtida através da multiplicação do Módulo de Young pela área da secção transversal da estaca e da divisão desse valor pela velocidade de onda. Qualquer variação na secção ou na densidade dos materiais promove uma mudança significativa na forma da onda, verificando-se uma redução da impedância. Estas variações permitem inferir sobre a integridade das estacas, a possibilidade de algumas deformações e a sua geometria (PIT, 1998 e 2003).

5.1.4. Avaliação do comprimento da estaca

A avaliação do comprimento da estaca é um procedimento que apenas é possível de obter quando se reconhece a reflexão do sinal emitido pelo martelo, correspondente à parte inferior da estaca. A figura 26 apresenta um gráfico típico do sinal emitido no ensaio de uma estaca. Assumindo um valor para a velocidade de onda (D) é possível obter um gráfico através do *software* PIT-W™, representativo do sinal da velocidade em função do tempo. No eixo das abcissas encontram-se os valores possíveis para o comprimento da estaca (em metros). Quando a velocidade da onda aplicada na estaca não é conhecida com exatidão a sua profundidade não pode ser determinada, mas apenas estimada. Como supra citado, quando aplicada uma vibração no topo da estaca (A) o sinal resultante deste impacto percorre a estaca até atingir a base desta (A'). O sinal é então refletido para o topo e captado pelos recetores. Em teoria, espera-se que o comprimento da estaca (B) seja coincidente com o fim da estaca (C).

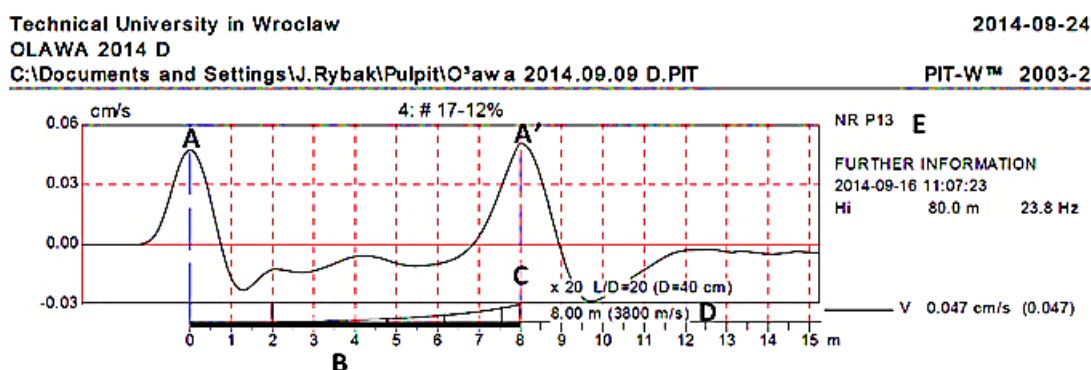


Figura 26: Gráfico típico com alguns detalhes sobre os registros. Pode-se ver o topo da estaca (A) onde é realizado o impacto (sinal inicial); o ponto corresponde ao ponto de reflexão (A'); o ponto correspondente ao fim da estaca (C); o segmento (B) que corresponde ao comprimento da estaca; o ponto (D) que diz respeito ao valor atribuído para ampliação do sinal (velocidade da onda) e (E) nome da estaca.

No entanto, algumas características como o tipo de estaca e o momento em que foi feito o ensaio podem alterar os valores obtidos. Na bibliografia o valor para a velocidade assumida é correspondente a 4000 m/s e, segundo Likins e Rausche (2000), podemos assumir uma variação de 10% no comprimento da estaca estimado (para a velocidade média de 4000 m/s). Se o reflexo da

extremidade da estaca apresentar um valor superior em 10% do valor estimado, o comprimento da estaca é questionável.

5.1.5. Vantagens e limitações

O ensaio de integridade em estacas apresenta múltiplas vantagens considerando vários fatores e a finalidade da sua utilização. Primeiramente, e tendo em conta a execução, é considerado um ensaio extremamente rápido e de baixo custo, visto que é possível analisar um elevado número de estacas por dia. Em relação às estacas, estas não necessitam de qualquer preparação prévia para serem testadas, apenas o tempo necessário para o betão “ganhar presa”, isto é, solidificar. Neste ensaio o equipamento necessário é de fácil transporte, não exigindo quaisquer recursos da obra durante os ensaios ou maquinaria pesada (Rybak, comunicação pessoal).

Este ensaio apresenta algumas limitações aquando a interpretação dos resultados. Tendo em conta o comprimento da estaca, este apenas permite obter resultados até 30 vezes o diâmetro equivalente. Além disso, apresenta uma baixa precisão na avaliação da magnitude do dano. Outra limitação muito frequente relaciona-se com a difícil interpretação dos sinais obtidos devido à reflexão das ondas, inclusive por influência do atrito lateral. São também enunciadas limitações relativamente à impossibilidade de distinguir entre variações de área ou seção e variação de qualidade do betão. Por fim, é ainda difícil reconhecer a existência de possíveis danos muito próximos da ponta da estaca (Rybak, comunicação pessoal).

Além das limitações referidas acima, é de notar que existem muitos parâmetros que podem alterar os resultados obtidos, como por exemplo, a relação entre o tempo de execução do ensaio e a solidificação do material que compõe a estaca. De seguida serão apresentadas algumas limitações deste ensaio de acordo com Turner (1997) são:

- Alterações de impedância - Se na seção transversal da estaca, existem mudanças graduais ou pequenas mudanças locais a reflexão pode não ser

detetada. A figura 27 ilustra alguns perfis típicos onde não são detetáveis as variações através do ensaio e a figura 28 pretende representar alguns perfis típicos onde são detetáveis variações através do ensaio de integridade.

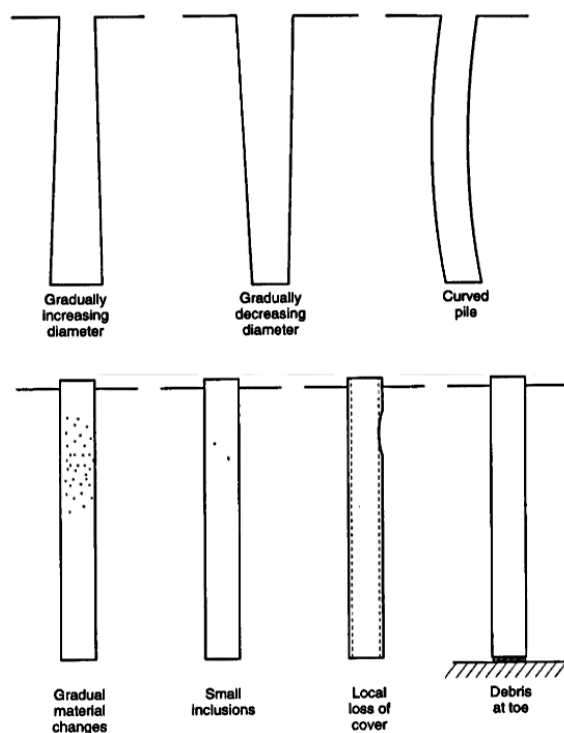


Figura 27: Defeitos não detetáveis pelo ensaio de integridade (Turner, 1997).

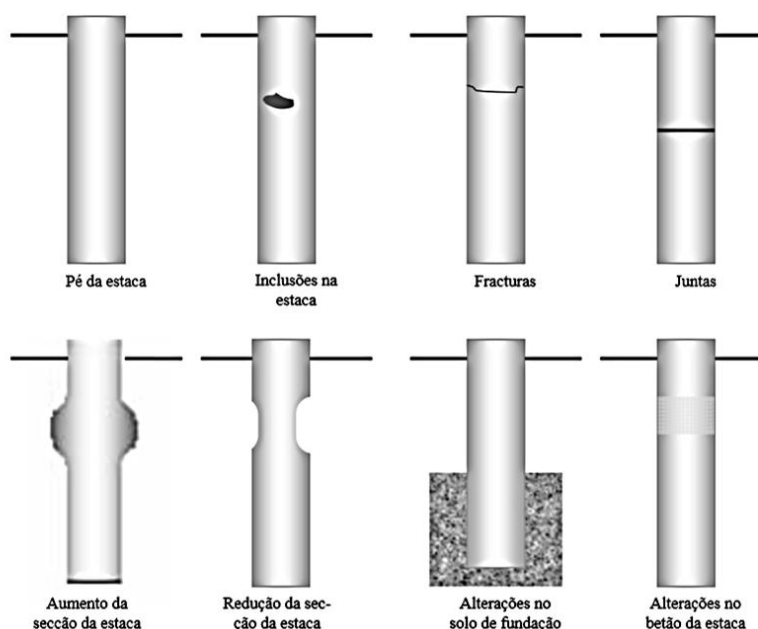


Figura 28: Defeitos detetáveis pelo ensaio de integridade (retirado de: Penteado & Brito, 2009).

- Reflexão a partir da base da estaca - Quando nenhum sinal a partir da

extremidade da estaca é captado, causado por exemplo por incorporação de um material externo ao material da estaca (com a mesma impedância), torna difícil a interpretação do comprimento total da estaca.

Capacidade de carga - Uma das principais limitações deste ensaio resume-se ao facto de este não fornecer qualquer informação relacionada com a capacidade de carga da estaca. Em casos onde é necessário avaliar a capacidade de carga de estruturas geotécnicas o ensaio PIT (baixa deformação) demonstra-se incapaz, pelo que, para uma melhor avaliação, são normalmente realizados ensaios de carga estático ou dinâmico (alta deformação).

Uma descrição mais detalhada do ensaio pode ser obtidas em PIT, (2003).

5.2. Ensaio de capacidade: SLT e DLT

5.2.1. Generalidades

De acordo com a NP EN 1997-1 (2010) define-se capacidade resistente como "a capacidade de um elemento ou de uma secção transversal de um elemento de uma estrutura para suportar ações sem sofrer rotura mecânica, por exemplo capacidade resistente do terreno ao carregamento, capacidade resistente à flexão, capacidade resistente à encurvadura e capacidade resistente à tração". Assim, a definição de capacidade resistente pode apresentar conotações ligeiramente diferentes consoante o contexto do tema em causa. Mais concretamente, a capacidade resistente pode estar associada a elementos de fundação ou a um estado limite último para a insuficiente capacidade de resistência do solo de fundação. Por outras palavras, é possível avaliar os valores associados com a rotura estrutural das estacas ou então assentamentos no solo da fundação.

O ensaio de carga apresenta-se como uma metodologia que tem como objetivo principal determinar e avaliar parâmetros e grandezas como por exemplo, capacidade máxima admissível e assentamentos tendo em conta o topo das estacas. No entanto uma das grandes vantagens destes ensaios é a

possibilidade de se poder obter um gráfico correspondente à curva da Carga vs. Assentamento da estaca sujeita a ensaio (Vieira, 2013). Portanto estes ensaios envolvem a análise da resposta da estrutura que se encontra sob a influência das cargas e em seguida a interpretação dos resultados obtidos. A resposta da estrutura é refletida, regra geral, por intermédio de deformações e assentamentos.

São considerados dois tipos de ensaios de carga principais: os ensaios de carga estáticos (*Static Load Test* - SLT) e os ensaios de carga dinâmicos (*Dynamic Load Test* - DLT). Estes encontram-se descritos e normalizados segundo a norma NP EN 1997-1 (2010). Segundo esta, estes ensaios de carga em estacas devem ser realizados quando:

- O tipo de estaca ou o método de instalação não apresentam dados experimentais para efeitos de comparação;
- Não existe ensaios em estacas análogos para as condições existentes;
- Para aplicação de determinada carga não ser possível, através de experiência comparável, efetuar o dimensionamento da estaca com confiança;
- Durante a instalação das estacas, são observadas variações contrárias ao comportamento previsto.

A utilização destes ensaios tem como propósito vários fins tendo em conta a obra em causa como referido na NP EN 1997-1 (2010). Segundo esta, os ensaios de carga em estacas são realizados com o objetivo de:

- Avaliar e adequação do método construtivo;
- Determinar a resposta à carga aplicada numa estaca, tanto em termos de assentamentos como de carga limite;
- Permitir um juízo sobre o conjunto da fundação por estacas.

Estes ensaios são normalmente utilizados para confirmar os valores obtidos nos métodos de cálculo. Utilizam-se métodos teóricos, empíricos ou semi empíricos para prever o valor da carga máxima admissível pela estaca. Para a

aplicação dos métodos teóricos é necessário o conhecimento das propriedades do solo do local (coesão, ângulo de atrito, módulo de elasticidade etc.) e para os métodos empíricos e semi empíricos, dados de ensaios de campo.

Em obras de grande dimensão, deve ser realizado um número específico de ensaios de carga que, segundo a NP EN 1997-1 (2010), devem obedecer às seguintes indicações:

- Se a opção escolhida pelo responsável for a de realizar apenas um ensaio de carga, a estaca a ensaiar deve localizar-se na zona onde se presume existirem as condições de terreno mais adversas;

- No caso de se efetuarem ensaios de carga em duas ou mais estacas, os pontos selecionados devem ser representativos do terreno de fundação, devendo uma delas localizar-se na zona onde se presume existirem as condições de terreno mais adversas.

5.2.2. Equipamento e procedimento

Como descrito acima e representado na figura 29, neste ensaio o equipamento requerido é então constituído pela estaca, que é solicitada por um macaco hidráulico fixado ao sistema de reação correspondente às vigas metálicas e ancoragens embutidas no terreno. Toda esta estrutura deve ser projetada de maneira a garantir que a (s) carga (s) a aplicar atue na direção e condições desejadas. A figura 30 representa o equipamento utilizado num dos ensaios realizados.

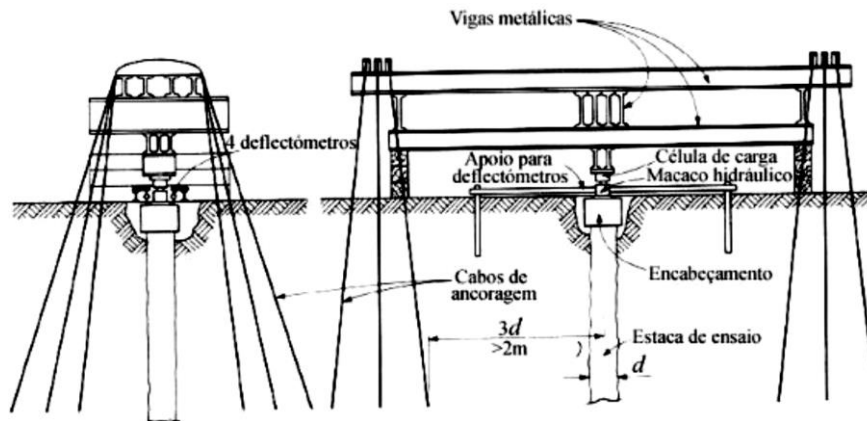


Figura 29: Esquema representativo da estrutura montada na realização do ensaio de compressão axial - Ancoragens de reação (adaptado de Tomlinson, 1981).



Figura 30: Fotografia retirada à estrutura utilizada para a realização do ensaio. Nesta figura pode ser observado o equipamento utilizado e o sistema de reação aplicado.



Figura 31: Fotografia de pormenor onde se consegue visualizar em pormenor o macaco hidráulico e os extensómetros utilizados (caixilho amarelo).

Para além da estrutura referida anteriormente, são utilizados geralmente extensómetros para analisar a transferência das cargas aos terrenos em profundidade como podemos ver na figura 31. Nos ensaios realizados neste estudo, foram também utilizados métodos topográficos de modo a conhecer os assentamentos das cabeças das estacas.

O procedimento indicado pela norma portuguesa NP EN 1997-1 (2010) é mais uma vez o que se encontra publicado na *ASTM Geotechnical Testing Journal* de 1985: *Axial Pile Loading Test, Suggested Method*. Segundo esta o procedimento segue as seguintes etapas:

- Inicialmente deve ser aplicada uma carga crescente através de 8 incrementos sucessivos e constantes, isto é, a carga aplicada deve manter assentamentos iguais ou inferiores que 0,25 mm/h, mas não mais do que 2 horas, antes da aplicação de uma nova carga; se for atingida a rotura estrutural da estaca, o ensaio deve ser continuado até ser obtido um assentamento equivalente a 15% do diâmetro da estaca. Se a rotura estrutural da estaca não ocorrer, a carga total deve ser mantida durante 24 horas e os assentamentos devem ser registados em intervalos não superiores a 12 horas.

- Numa segunda fase do ensaio procede-se à descarga que deve ser

realizada em 4 patamares, com 1 hora de interrupção entre cada diminuição de carga. Estas duas fases são consideradas um ciclo de carga/descarga.

- Após estas duas fases, o elemento de fundação é recarregado em 4 incrementos de igual carga com 20 min de intervalo entre cada incremento, até ser atingida duas vezes a carga de serviço.

- Por último a carga é aumentada de 20 em 20 min em incrementos de 10%, até ser atingida a rotura da estaca ou do grupo das estacas ou ainda a carga máxima estabelecida.

Caso não ocorra rotura após a conclusão das etapas acima referidas a carga deve ser mantida por 2 horas no último incremento aplicado e descarregada em 4 patamares de carga igual, com intervalos de 20 min cada.

Ao longo de todo o ensaio as leituras dos valores do assentamento devem ser realizadas imediatamente antes e após cada incremento de carga ou de descarga.

5.2.3. Avaliação da capacidade da estaca

Após a execução do ensaio os dados obtidos são recolhidos e analisados pelo técnico responsável. Atualmente são recolhidos todos os resultados, incluindo o tempo, por uma unidade de aquisição de dados graças aos sensores instalados na estaca.

Segundo Penteado e Brito (2009) o principal resultado obtido é uma curva Carga vs. Assentamento, que representa o comportamento da estaca sob o carregamento estático previamente estabelecido, geralmente com vários patamares de carga e descarga, isto é, fornece o assentamento da estaca em função das cargas aplicadas.

Tal como refere Das na sua obra de 2007, (citado em Vieira, 2013) quando na curva Carga vs. Assentamento a carga aumenta até um ponto onde é possível traçar uma reta tangente à curva, o valor correspondente ao ponto de interseção corresponde à carga máxima da estaca. Normalmente a última fase da curva

Carga vs. Assentamento é quase linear, mostrando um grande assentamento para um pequeno incremento de carga.

Mais informações podem ser obtidas na norma ASTM D1143M-07 (2013):
“*Standard Method of Testing Piles under Static Axial Compressive Load.*”

5.3. Ensaio de carga estático

Como foi referido, os ensaios de SLT e DLT são utilizados principalmente para determinar a capacidade resistente da estaca e os assentamentos correspondentes.

O ensaio de carga estático tem como princípio básico a aplicação de cargas estáticas à estaca em análise e registar os deslocamentos verificados. Neste ensaio a estaca é submetida a cargas superiores às que irá ser sujeita durante o período da sua vida útil sem causar quaisquer movimentos dinâmicos na estaca (Vieira, 2013).

Na NP EN 1997-1 (2010) para estacas experimentais, este carregamento deve também permitir obter conclusões sobre a carga última, isto é, rotura ou colapso.

Este ensaio pode ser também classificado como ensaio destrutivo ou não destrutivo tendo em conta o objetivo final. Segundo Clayton e Armando (2007) o ensaio destrutivo é aplicado quando o objetivo passa pela avaliação do comportamento estrutural até atingir o ponto de rutura. No ensaio não destrutivo o elemento estrutural é carregado a níveis de serviço sem atingir a rutura, permitindo um reaproveitamento da estrutura caso os resultados sejam aceitáveis.

O ensaio de carga estático mais comumente utilizado é o *Standard Method of Testing Piles under Static Axial Compressive Load*, que se encontra uniformizado na ASTM D 1143-81 (1989) e mencionado na NP EN 1997-1 (2010).

Após selecionado o ou os elementos da fundação a serem solicitados, procede-se à aplicação de um sistema de reação com capacidade de suporte,

de modo a aplicar cargas crescentes (de compressão, tração e/ou lateral) à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes.

Tal como refere Poulos e Davis (1980) citado por Vieira (2013), existem quatro variedades de sistemas de reação utilizados na aplicação de cargas em ensaios de cargas axiais de compressão. Nos casos de obra estudados, onde foram realizados ensaios de carga de compressão axial estática o sistema de reação é montado através “de uma série de ancoragens de reação no terreno, as quais transferem as cargas para os estratos subjacentes mais resistentes. Como a parte superior dos cabos das ancoragens não transfere cargas para o terreno (zona de comprimento livre), as ancoragens podem ser executadas mais próximas da estaca experimental do que as estacas de reação. As ancoragens de reação encontram-se de preferência a uma distância de pelo menos 2 m da estaca experimental” (Vieira, 2013).

5.3.1. Vantagens e limitações

O ensaio descrito anteriormente tem como principal vantagem a capacidade com que é possível realizar uma simulação real da carga que a estaca irá estar sujeita no final do projeto, permitindo ainda analisar o comportamento da estaca quando sujeita a diferentes cargas. Por outro lado, e devido ao facto do ensaio necessitar de uma estrutura de grandes dimensões para poder simular os vários carregamentos, é considerado um ensaio de elevado custo e moroso. Por esse mesmo motivo, o ensaio de carga estático é comumente utilizado em obras e estruturas de grande envergadura (Rybak, comunicação pessoal).

5.4. Ensaio de carga dinâmico

Os ensaios de carga dinâmicos são um dos métodos mais usados para avaliar a capacidade resistente à compressão do binómio estaca-solo. A principal diferença observada comparativamente ao ensaio de carga estático, relaciona-se com o modo de aplicação da carga, isto é, no ensaio de carga dinâmico a aplicação da carga é feita através de impactos no topo da estaca de forma a

propagar esse mesmo impacto ao longo do corpo da estaca.

A norma portuguesa NP EN 1997-1 (2010) recomenda o procedimento descrito na norma ASTM D4945-12 (2012), “*Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles*”.

A NP EN 1997-1 (2010) também indica que este ensaio pode ser utilizado desde que tenha sido efetuado um estudo de caracterização do terreno no local. Recomenda também que este ensaio deve ser calibrado em relação a ensaios de carga estáticos realizados em estacas de características idênticas e em condições comparáveis de solos.

Como referido a execução do ensaio consiste na aplicação de uma carga no topo do elemento de fundação de modo a criar uma perturbação ao longo da estaca. Assim, para a realização do ensaio, apenas é necessário um equipamento capaz de elevar um corpo que irá gerar a perturbação (martelo, cravador de estacas, entre outros) e sensores capazes de medir o sinal provocado (extensómetros capazes de medir a força proporcional à extensão sofrida no material da estaca durante o impacto e os acelerómetros que permitem obter a velocidade por integração no tempo do sinal obtido). Os sinais obtidos pelos sensores são enviados ao equipamento PDA[®] – (*Pile Driving Analyzer*[®]) onde serão armazenados e processados para posterior interpretação (Pereira et al., 2009).

De acordo com a norma ASTM D4945-12 (2012), antes de iniciar qualquer ensaio o técnico responsável deve determinar como o tamanho, forma da estaca e as propriedades do substrato envolvente, afetam a quantidade de movimento necessária para mobilizar completamente a capacidade estática. A mesma norma salienta o facto de que o dispositivo usado para aplicar a força de impacto deve fornecer energia suficiente para provocar a penetração da estaca. A mesma norma sugere que, para determinar a resposta da estaca ao ensaio, devem ser realizados no mínimo dez registos de impactos e dois para os cálculos de resistência do solo.

Segundo a norma ASTM D4945-12 (2012) o método a aplicar deve ser capaz de obter resultados que permitam inferir sobre a força e velocidade induzida na estaca, durante um evento de impacto axial (figura 32).

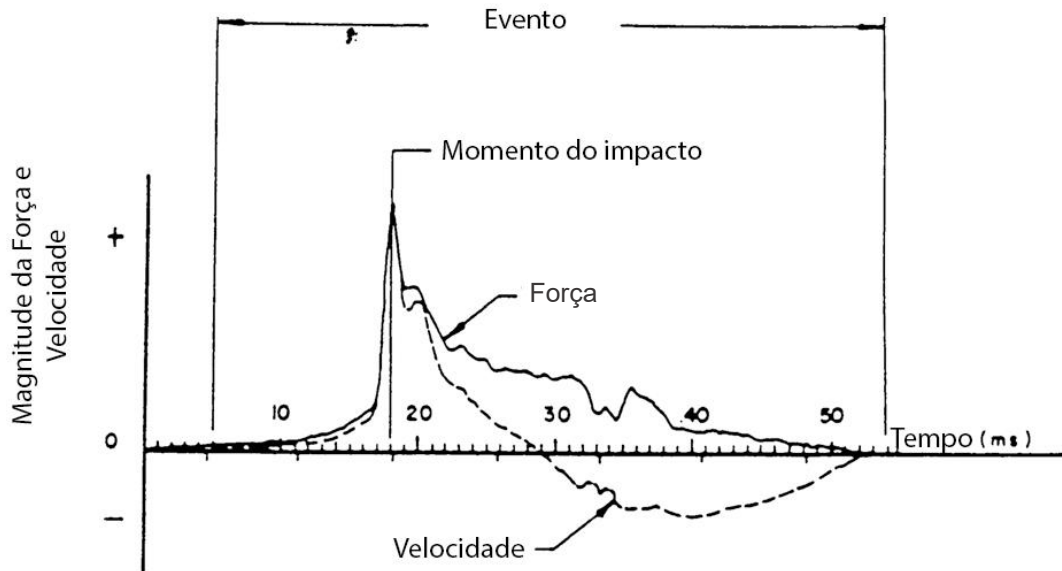


Figura 32: Figura representativa de um gráfico tipo obtido através do ensaio de carga dinâmico (adaptado de: ASTM, 2012).

Os fundamentos teóricos deste ensaio estão relacionados com a teoria da propagação da onda. Segundo Penteado e Brito (2009) quando a estaca é afetada por uma carga dinâmica axial, gera-se uma onda que se propaga a uma velocidade constante, estando apenas dependente das características do meio (material da estaca). Neste ensaio, registam-se os sinais da força e velocidade para cada impacto com o equipamento PDA®.

Como supramencionado, o equipamento PDA® trata os sinais elétricos obtidos pelo impacto (figura 32) através do método CASE e de um programa denominado CAPWAP® (*Case Pile Wave Analysis Program*®). Estes métodos utilizam os registros de força e velocidade obtidos pelo PDA® para realizar uma modelo solo-estaca baseada na equação da onda.

O PDA®, para além de processar e armazenar os sinais, fornece informações em tempo real tais como a capacidade de carga, calculada pelo método simplificado CASE. Este método fornece uma estimativa preliminar da capacidade de carga da estaca no momento do ensaio. Além disso é possível

detetar e quantificar defeitos e falhas estruturais ao longo da estaca avaliando assim a sua integridade. Outra informação importante está relacionada com a energia transferida para a estaca, o que permite avaliar a eficiência do sistema de cravação.

O Método CASE tem como objetivo determinar a resistência estática mobilizada pelo impacto sobre o topo de uma estaca. Neste método são utilizados os sinais de força e velocidade registados numa determinada seção da estaca, nos instantes de tempo t_1 (instante em que o golpe atinge maior intensidade) e t_2 (instante em que a onda refletida na ponta da estaca retorna à seção instrumentada). Mais especificamente o método utiliza o mecanismo de reflexão das ondas de tensão. O método tem em consideração o fator de amortecimento dinâmico do solo (J_c) e os parâmetros da estaca, como o módulo de elasticidade (E), a área da seção transversal (A) e a velocidade de propagação da onda de tensão (c). No método CASE obtemos os seguintes dados (figura 33):

- RMX – valores das resistências máximas tendo em consideração a deformação elástica do solo;
- EMX – valor máximo energia aplicada ao sistema;
- FMX e VMX - valor máximo da força e valor máximo da velocidade;
- CSX – valor da tensão máxima de compressão;
- TSX – máxima tensão de tração;
- DMX – deslocamento máximo da estaca;
- DFN – deslocamento no final do registro do PDA;
- BTA – fator de continuidade;
- LE – comprimento da estaca abaixo dos sensores;
- AR – área da secção transversal da estaca;
- EM – Módulo de Young;
- SP – densidade do betão;
- WS – a velocidade da onda;
- F e A – calibração dos sensores.

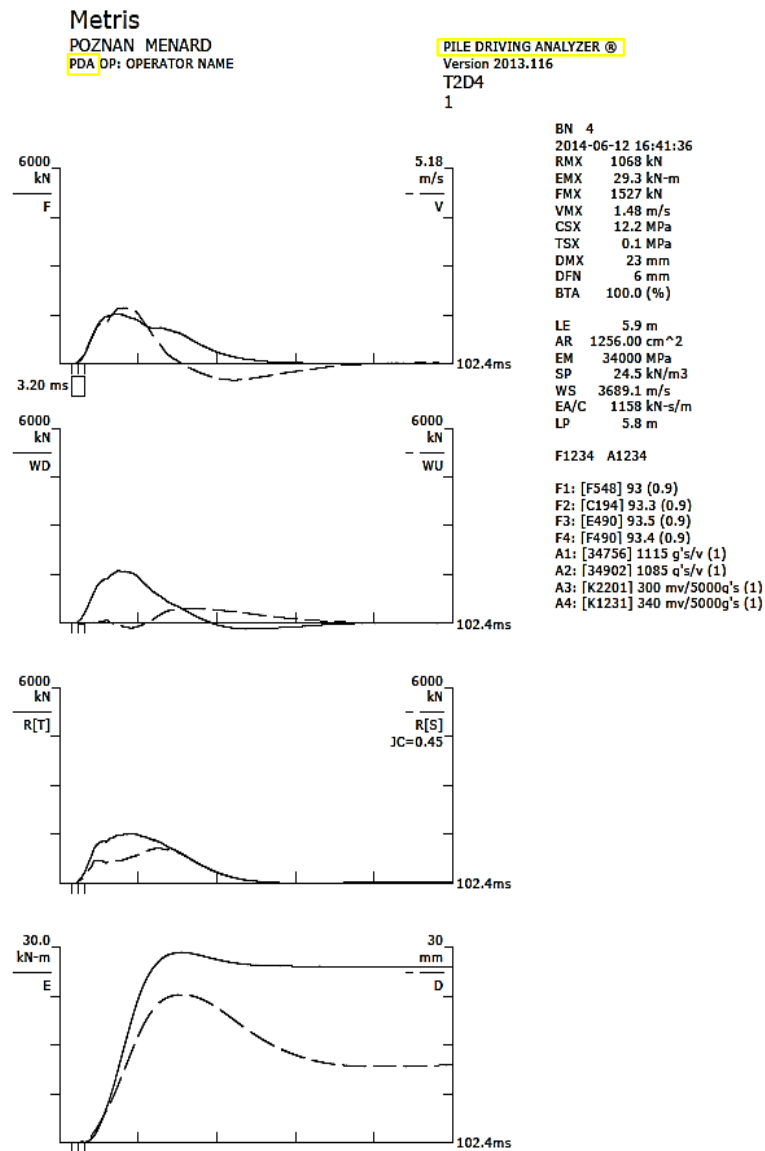


Figura 33: Figura representativa dos dados obtidos através do equipamento PDA® (assinalado a amarelo) num ensaio de carga dinâmico através do método CASE.

No primeiro gráfico- Variação da força e da velocidade ao longo do tempo onde: F (Curva de Força) -Corresponde à média das leituras do sinal obtido pelos extensómetros (linha contínua); V (Curva de velocidade x Impedância) - Corresponde à média das leituras do sinal obtido pelos acelerómetros (linha tracejado). Quanto mais próximas entre si estiverem as curvas de Força e Velocidade x Impedância, menor será a parcela de carga correspondente ao atrito lateral.

Segundo gráfico – Movimento da onda onde: *WU* (Curva de *Wape Up*) - Corresponde à onda ascendente (metade da diferença entre a força e Velocidade x Impedância). Indica os efeitos da distribuição de resistências e outros efeitos da resistência do solo (linha contínua); *WD* (Curva de *Wave Down*) -Corresponde à onda descendente (metade da soma entre a força e Velocidade x Impedância). Indica os efeitos do martelo na propagação da onda para baixo e para cima na estaca (linha a tracejado).

Terceiro gráfico – Representa a variação da resistência da estaca ao longo do ensaio. A linha contínua representa o comportamento da resistência total estática (R_t) da estaca e a linha tracejada a resistências estáticas calculadas (R_s).

Quarto gráfico – Variação da energia (linha contínua) e o deslocamento da estaca (linha a tracejado) ao longo do tempo.

Os sinais obtidos em campo podem ser submetidos posteriormente à análise CAPWAP®, que fornece com exatidão a capacidade de carga, determinando a distribuição de atrito lateral ao longo do fuste e a contribuição de ponta.

Nesta análise, segundo Santos e Mota (2000) citado em Penteado e Brito (2009) “a velocidade obtida por integração da aceleração medida é introduzida como um dado. Resolvendo a equação de onda, a força calculada é comparada com a força medida no topo da estaca. A solução final é obtida iterativamente atribuindo-se valores para os parâmetros do solo e da estaca até haver uma certa concordância entre as curvas de força e de velocidade medidas com as respetivas curvas calculadas.” A figura 34 representa um exemplo tipo dos dados obtidos no final do processo.

| | | | | | | | | | | |
|--|-------------------|-------------------|----------------------|---------------|---------------|---|---------------------|----------------------|--------------|--|
| POZNAN MENARD; Pile: T2D4.1 | | | | | | Test: 12-Jun-2014 16:41: | | | | |
| 1; Blow: 4 | | | | | | CAPWAP (R) 2006-3 | | | | |
| Metris | | | | | | OP: OPERATOR NAME | | | | |
| CAPWAP SUMMARY RESULTS | | | | | | | | | | |
| Total CAPWAP Capacity: | | | 1050.0; along Shaft | | 566.7; at Toe | | 483.3 kN | | | |
| Soil Sgmt No. | Dist. Below Gages | Depth Below Grade | Ru | Force in Pile | Sum of Ru | Unit Resist. (Depth) | Unit Resist. (Area) | Smith Damping Factor | Quake | |
| | m | m | kN | kN | kN | kN/m | kPa | s/m | mm | |
| | | | 1050.0 | | | | | | | |
| 1 | 1.2 | 1.1 | 19.6 | 1030.4 | 19.6 | 18.15 | 14.45 | 0.809 | 1.004 | |
| 2 | 2.4 | 2.3 | 44.5 | 985.9 | 64.1 | 37.71 | 30.03 | 0.809 | 1.004 | |
| 3 | 3.5 | 3.4 | 49.9 | 936.0 | 114.0 | 42.29 | 33.67 | 0.809 | 1.004 | |
| 4 | 4.7 | 4.6 | 225.4 | 710.6 | 339.4 | 191.02 | 152.08 | 0.809 | 1.004 | |
| 5 | 5.9 | 5.8 | 227.3 | 483.3 | 566.7 | 192.63 | 153.37 | 0.809 | 4.204 | |
| Avg. Shaft | | | 113.3 | | 97.71 | | 77.79 | | 0.809 2.288 | |
| Toe | | | 483.3 | | | | 3847.93 | | 0.080 18.468 | |
| Soil Model Parameters/Extensions | | | | | | Shaft | | Toe | | |
| Case Damping Factor | | | | | | 0.396 | | 0.033 | | |
| Unloading Quake | | | (% of loading quake) | | | 99 | | 64 | | |
| Reloading Level | | | (% of Ru) | | | 100 | | 100 | | |
| Unloading Level | | | (% of Ru) | | | 0 | | | | |
| Soil Plug Weight | | | (kN) | | | | | 2.32 | | |
| CAPWAP match quality = 4.23 (Wave Up Match); RSA = 0 | | | | | | | | | | |
| Observed: final set | | | = 7.000 mm; | | | blow count | | = 143 b/m | | |
| Computed: final set | | | = 8.001 mm; | | | blow count | | = 125 b/m | | |
| max. Top Comp. Stress | | | = 12.4 MPa | | | (T= 30.7 ms, max= 1.000 x Top) | | | | |
| max. Comp. Stress | | | = 12.4 MPa | | | (Z= 1.2 m, T= 30.7 ms) | | | | |
| max. Tens. Stress | | | = -0.24 MPa | | | (Z= 1.2 m, T= 193.1 ms) | | | | |
| max. Energy (EMX) | | | = 29.35 kJ; | | | max. Measured Top Displ. (DMX)=22.80 mm | | | | |

Figura 34: Figura representativa dos dados obtidos através do programa CAPWAP® (assinalado a amarelo) num ensaio de carga dinâmico.

No método CAPWAP® obtemos para além das tabelas de dados da figura 34 os gráficos presentes na figura 35 sendo que:

- O gráfico do canto superior esquerdo - mostra a força medida (linha contínua) e a força calculada pelo programa (linha a tracejado). A coincidência das duas curvas comprova a correta escolha modelos usados;
- O gráfico do canto superior direito - mostra os sinais de força (linha contínua) e velocidade (linha a tracejado) registados pelo PDA® ao longo do tempo;
- O gráfico do canto inferior esquerdo - apresenta a curva carga-descarga de uma prova de carga estática simulada pelo programa CAPWAP®. A curva contínua refere-se ao comportamento da região onde foram instalados os sensores, e a curva tracejada refere-se ao comportamento da ponta da estaca;

- O gráfico do canto inferior direito - exhibe, na parte superior, a distribuição de resistência estática ao longo do fuste, sob a forma de diagrama de barras. A largura de cada barra equivale ao comprimento de um segmento de solo. A parte inferior do gráfico mostra a força verificada ao longo do fuste da estaca.

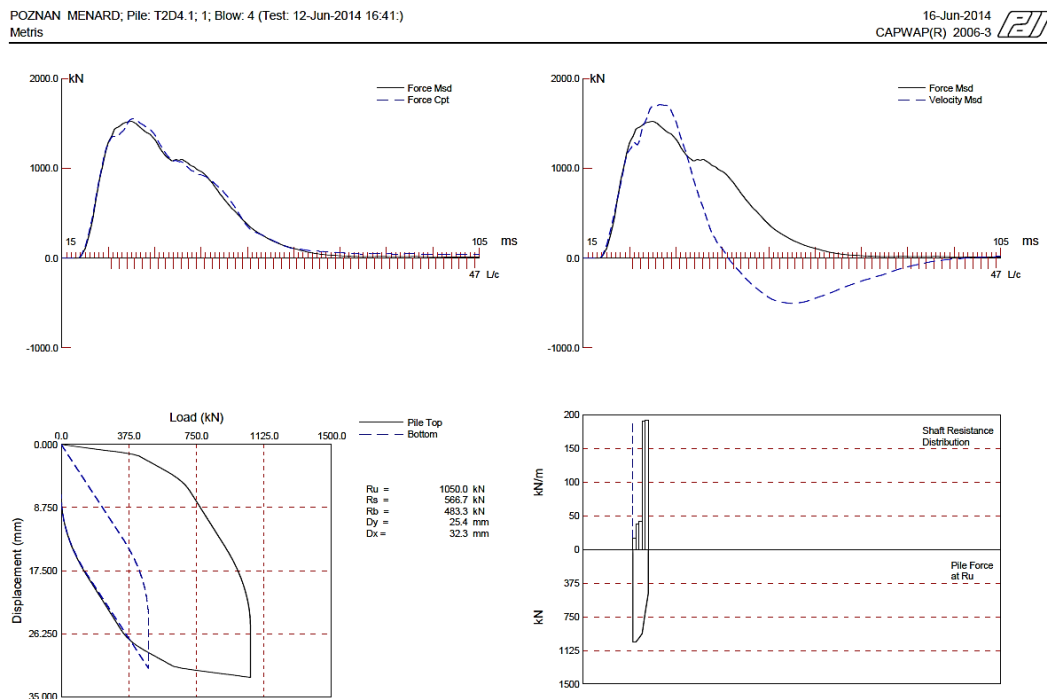


Figura 35: Figura representativa dos resultados obtidos num ensaio de carga dinâmico após o tratamento dos dados.

Com o intuito de estimar a carga máxima de rutura dos ensaios foi aplicado o método de extrapolação de carga máxima de rutura proposto por *Chin-Kondner*. Este método assume que a relação entre a carga e o assentamento é hiperbólico sendo que, cada valor de assentamento é dividido pelo seu valor de carga correspondente e projetado no eixo Y. No eixo do X é projetado o valor da carga análogo formando a reta de tendência. O declive inverso da reta indica os limites de extrapolação de *Chin-Kondner*. Este método foi utilizado para determinar a curva de carga-assentamento para o qual o gráfico *Chin-Kondner* é representado pela reta extrapolada (Perko, 2009).

5.4.1. Vantagens e limitações

O ensaio de carga dinâmico têm como principal vantagem ser um ensaio de menor custo e de menor tempo de execução. Este fato promove uma maior confiabilidade dos dados obtidos e caracterização da fundação visto que pode ser aplicado num maior número de estacas (Rybak, comunicação pessoal).

Deve notar-se que alguns dos ensaios de carga executados no âmbito deste trabalho decorreram com normas que não correspondem exatamente às descrições anteriores, baseadas na norma portuguesa. Contudo, as normas aplicadas nos ensaios de integridade e nos ensaios de carga estático e dinâmico realizados na Polónia foram as seguintes:

- PN-83/B-02482: *“Building foundations. Pile capacity and driving foundation piles”*;
- PN-EN 1997-1: Eurocode-7 *“Geotechnical Design. Part 1: General principles”* igual à norma NP –EN 1997-1 (2010): *Projeto Geotécnico Parte 1: Regras gerais*.
- PN-EN 12699-03: *“Execution of special geotechnical works. Displacement piles”*;
- ASTM D4945-12 (2012): *“Standard test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles”*;
- ASTM D5882-07 (2013): *“Standard test method for low impact integrity testing of deep foundations”*.

Salienta-se que as normas acima nomeadas apresentam uma metodologia muito idêntica à sugerida pelas normas que serviram de referência para a descrição metodológica. No capítulo referente aos resultados, será feita uma descrição do procedimento realizado para cada caso de obra ensaiada, tendo em conta as suas características particulares.

CAPÍTULO 6: CASOS DE ESTUDO

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de laboratório realizados e nos ensaios de capacidade e integridade. Para a realização dos ensaios de laboratório foram colhidas 6 amostras em duas localidades da Polónia na tentativa de classificar os solos e reconhecer algumas das suas características. As amostras foram colhidas nos locais descritos na tabela 3.

Tabela 3: Descrição das amostras do solo recolhidas e analisadas.

| Nº | Localização | Profundidade | Observações |
|----|-------------------------|--------------|---|
| 1 | Ul. Przyjaźni (Wrocław) | 10,5m | Depósitos glaciares; argila arenosa; nível mais profundo; vários torrões rijos; cor castanho-escura; com partículas de areia muito fina e silte |
| 2 | Ul. Przyjaźni (Wrocław) | 8,0m | “Placa argilosa” muito escura; cor cinzenta escura; muito húmida e moldável |
| 3 | Ul. Przyjaźni (Wrocław) | 3,0m | Amostra desagregada; cor castanha; com grãos de areia; ligeiramente húmida |
| 4 | Ul. Przyjaźni (Wrocław) | 4,5m | Três torrões castanhos; moldáveis; areia muito fina |
| 5 | Ul. Przyjaźni (Wrocław) | 7,0m | Amostra de cor castanha; muito húmida com grãos de areia |
| 6 | Sępa | 2,6m | Material solto de cor castanho-canela e textura fina |

Na mesma tabela são encontradas as descrições referentes às amostras em estudo por observação macroscópica. A análise dos resultados foi feita de forma singular para cada método utilizado, contudo pontualmente poderão ser comparados e cruzados dados de modo a facilitar a interpretação. No final será apresentado um quadro síntese com os principais resultados obtidos nos ensaios de laboratório e nas classificações usadas.

As amostras apresentam à vista desarmada granulometria fina e, as que estão húmidas, mostram-se em geral moldáveis. Variam essencialmente na cor e textura, apresentando cores desde mais acastanhadas a mais esverdeada. Em

cada amostra, as partículas estão aglomeradas em grãos aparentemente de dimensão mais grosseira. Existem, pontualmente, partículas angulosas de dimensão areia. Pela cor e odor, não é esperado que estes solos contenham matéria orgânica.

6.1. Análise granulométrica

A análise granulométrica foi realizada segundo a especificação E-196 (1966a) e segundo a norma NP EN 933-1 (2000a) nos laboratórios de Engenharia Civil – Secção Geotecnia da Faculdade Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Para a realização do ensaio foram utilizados os seguintes equipamentos: coluna de peneiros, balança, estufa, almofariz e pilão, tabuleiros e cápsulas. Na figura 36 encontram-se fotografias de alguns dos equipamentos utilizados no ensaio.

Para princípio de ensaio foi necessário desagregar o solo, previamente seco na estufa, com a ajuda de um almofariz e pilão. Após o solo se encontrar todo desagregado foi efetuada a pesagem da amostra e introduzida na coluna de peneiros colocando os peneiros pela seguinte ordem de diâmetro das malhas (numeração ASTM): #4, #8, #16, #30, #40, #50, #70, #100, #120, #170 e #200.



Figura 36: Fotografias de alguns equipamentos e utensílios utilizados no ensaio. Na primeira imagem temos a coluna de peneiros; ao centro a balança; no canto superior direito um tabuleiro com o pilão e na imagem inferior os almofarizes utilizados.

De seguida foi feita a agitação manual da coluna de peneiros durante um período de tempo considerado necessário para se verificarem as condições requeridas nas normas e retirou-se cada fração retida nas malhas dos mesmos. Por último, procedeu-se à pesagem de cada fração.

No anexo I é possível observar a folha padrão de preenchimento dos valores obtidos na peneiração. Nesta, encontram-se os valores específicos de cada amostra (peso total, peso do material retido e passado, percentagem de finos, % do material passado e retido, % retida acumulada, entre outras). Os valores correspondentes à percentagem acumulada de material passado são projetados em gráfico semi logarítmico para obter a curva granulométrica. Na figura 40 encontra-se a curva granulométrica final com as principais frações granulométricas. Na parte superior do gráfico estão indicados os números de peneiros de acordo com a série ASTM e, sob o gráfico, as designações dos solos de acordo com o diâmetro.

Os restantes impressos da análise granulométrica encontra-se no anexo I. Seguidamente são feitas as interpretações das curvas granulométricas obtidas.

- **Amostra 1**

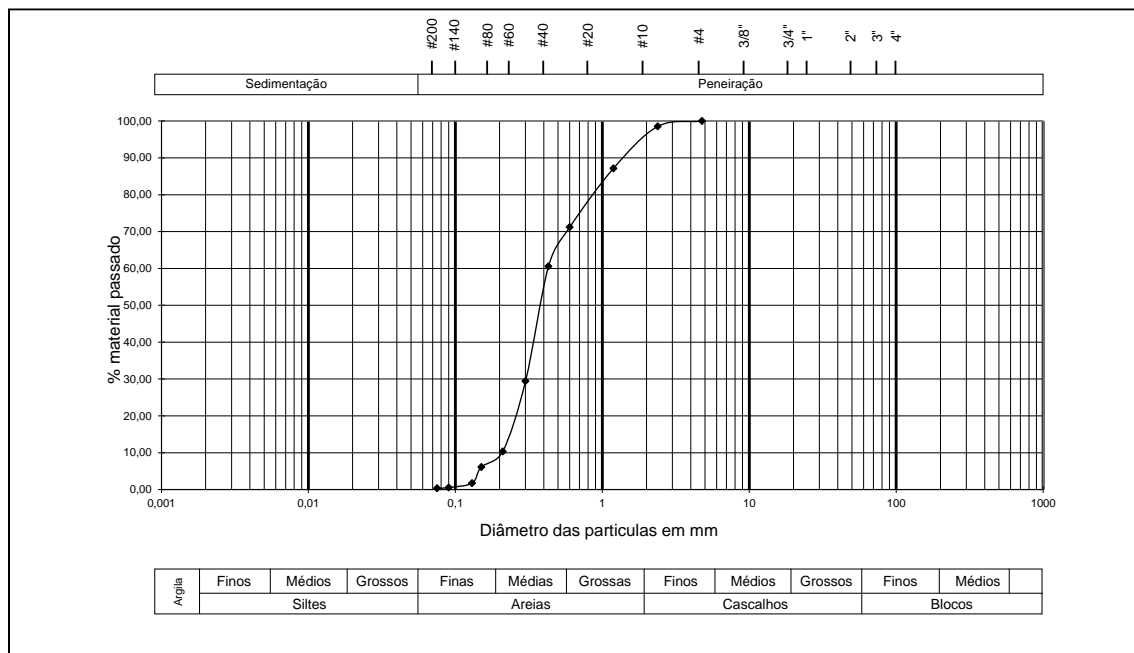


Figura 37: Curva granulométrica da amostra 1.

Pela análise da curva granulométrica (figura 37) obtida para a amostra 1 é possível concluir que estamos na presença de partículas classificadas como *Areias Finas a Cascalhos Finos* sendo a maioria dos grãos de dimensão areia média. Esta amostra apresenta uma percentagem de material para partículas com dimensão superior ou igual a 1 mm de 15%. Entre 1 mm e 0,5 mm existe 20% de partículas com essa dimensão. A grande parte do material (64%) encontra-se entre as dimensões 0,5 e 0,1 sendo os restantes 1% compostos por partículas de dimensão inferior a 0,1 mm. O valor de C_U foi de 2,05 e C_C obteve o valor de 1,00, o que pode ser considerado um *mal graduado*. A classificação obtida encontra-se de acordo com o observado na curva granulométrica. Esta análise permitiu concluir que a amostra apresenta grãos de textura arenosa grosseira e com baixa percentagem de finos.

- **Amostra 2**

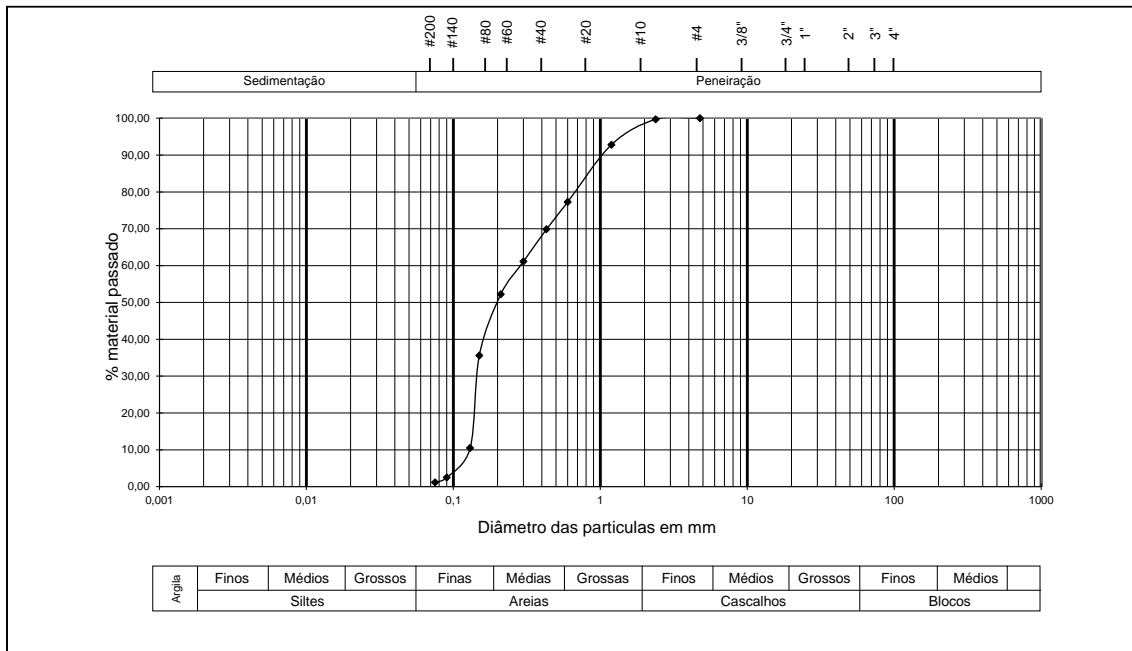


Figura 38: Curva granulométrica da amostra 2.

As partículas da amostra 2 estão distribuídas entre *Areias Finas* a *Cascalhos Finos* sendo maioritariamente constituídas por grãos da classe areias finas e areias médias bem calibradas. Em termos percentuais podemos dividir a amostra da seguinte forma: 10% das partículas são de dimensão superior ou igual a 1 mm; 16% do material está compreendido entre diâmetros de 1 a 0,5 mm; metade das partículas - 70% - encontra-se nos diâmetros do intervalo 0,5 mm a 0,1 mm sendo o restante 4% do material de dimensões inferiores a 0,1 mm. Com o valor de C_U igual a 2,14 e o valor de C_C igual a 0,54 o solo é classificado como *solo mal graduado* (figura 38). Textualmente as amostras parecem apresentar uma textura granular grosseira de dimensão similar a areia média.

- **Amostra 3**

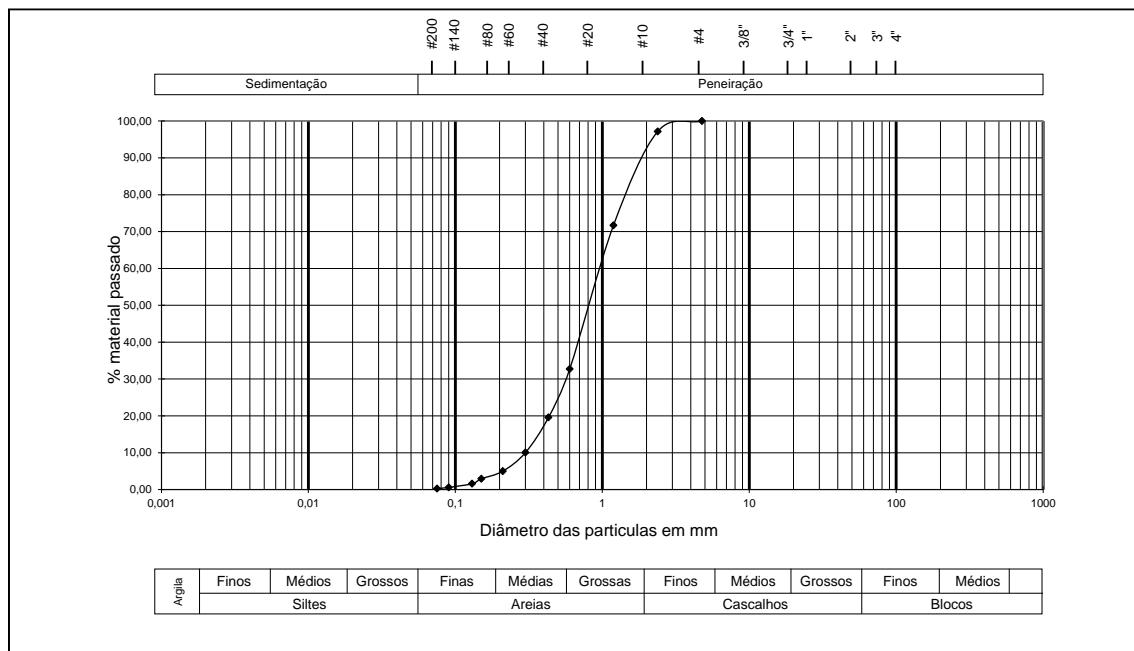


Figura 39: Curva granulométrica final da análise da amostra 3 com a divisão das várias frações granulométricas.

A amostra 3 apresenta uma curva em que as partículas do solo se classificam como *Areias Finas a Cascalhos Finos* (figura 39). Em termos de dimensão das partículas observa-se que 40% do material é de dimensão superior ou igual a 1 mm. Do restante material 35% varia entre 1 mm e 0,5 mm. O material compreendido entre 0,5 mm e 0,1 mm é de cerca de 24% sendo apenas 1% o material com dimensão inferior a 0,1 mm. O valor de C_U obtido foi de 3,17 e o valor do C_C foi de 1,14. Assim sendo, estamos perante um solo *mal graduado*.

- **Amostra 4**

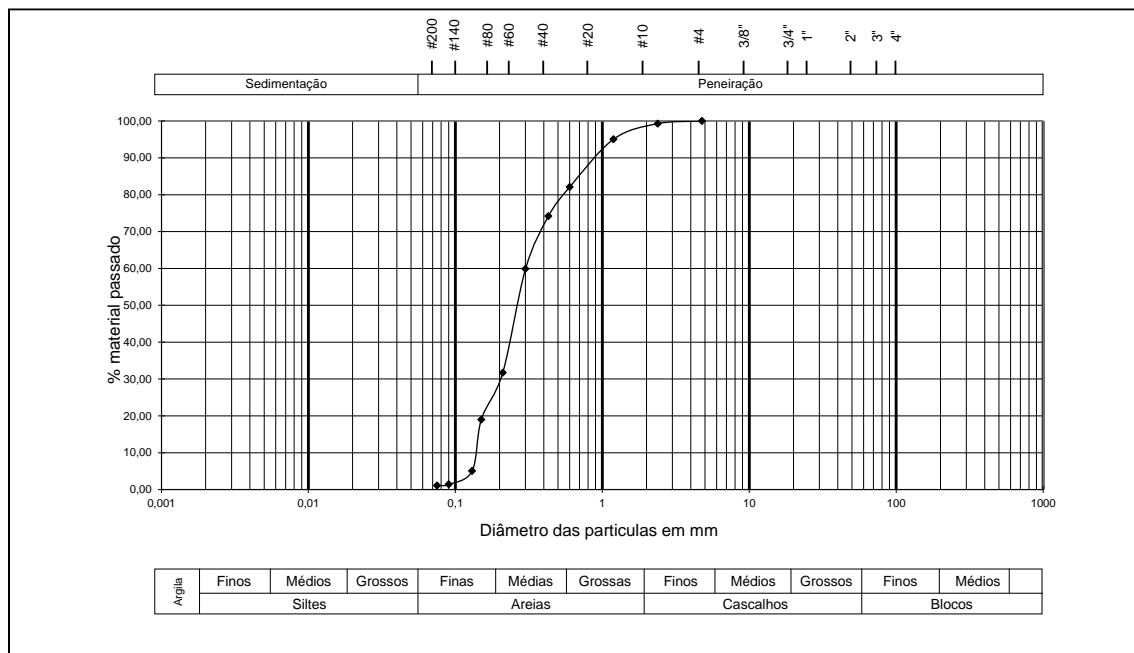


Figura 40: Curva granulométrica da amostra 4.

Analisando a curva granulométrica da amostra 4 (figura 40) verifica-se a presença de material com granulometria entre *Areias Finas a Cascaços Finos*. As partículas do solo analisado podem ser agrupadas em termos percentuais e tendo em consideração a dimensão das partículas da seguinte forma: da totalidade das partículas, 8% é de dimensão igual ou superior a 1 mm; da quantidade restante 12% está compreendida entre os diâmetros 1 mm e 0,5 mm; a maior percentagem – 78% – é representada por partículas com diâmetros entre 0,5 e 0,1 mm. Por fim cerca de 2% do material é de dimensão inferior a 0,1 mm. Os sedimentos apresentam-se bem calibrados, sendo na sua maioria representados pela classe arenosa. O valor de C_U calculado foi de 2,00 e o do C_C foi de 0,98 sendo portanto um solo *mal graduado*.

- **Amostra 5**

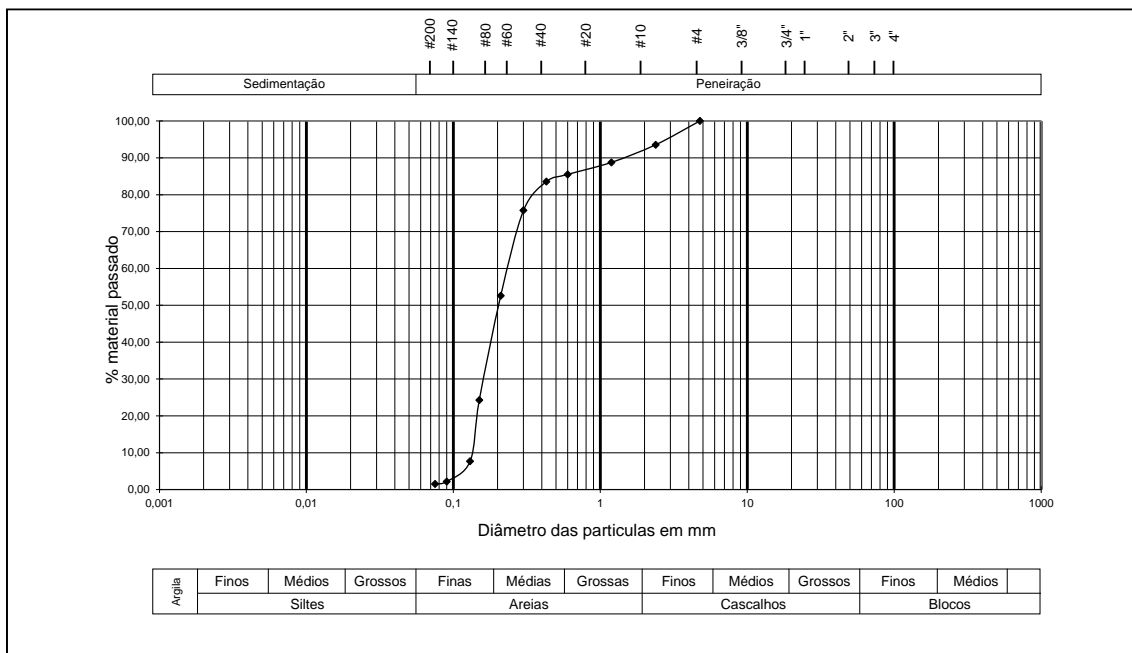


Figura 41: Curva granulométrica da amostra 5.

Para a amostra 5 a curva granulométrica (figura 41) desenvolveu-se entre granulometrias de *Areias Finas a Cascalhos Finos*. A análise da curva granulométrica permite inferir ainda a percentagem correspondente a intervalos de diâmetros das partículas, ou seja, 12% das partículas analisadas são de dimensão igual ou superior a 1 mm. Entre os diâmetros 1 mm e 0,5 mm apenas existem 2% de partículas. Entre os diâmetros 0,5 mm e 0,1 mm está 83% do material, sendo os últimos 3% composto por partículas de dimensão inferior a 0,1 mm. O coeficiente de uniformidade registou o valor de 1,64 enquanto que o coeficiente de curvatura atingiu o valor de 0,90 sendo portanto um *solo mal graduado*.

- **Amostra 6**

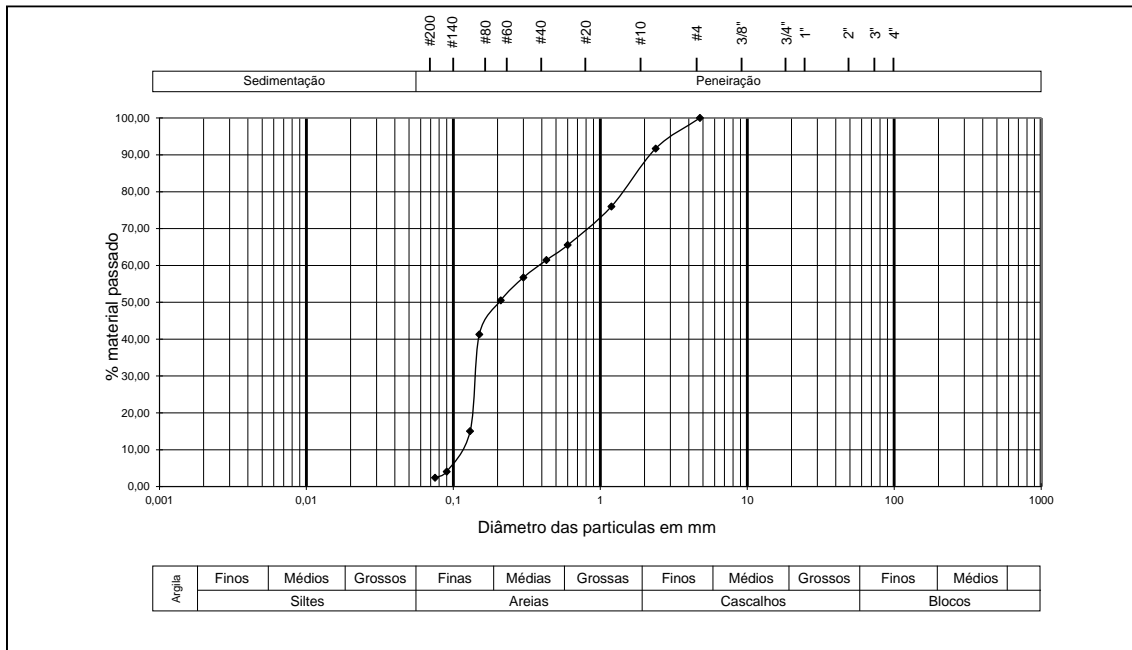


Figura 42: Curva granulométrica da amostra 6.

A última amostra apresentou uma curva entre as dimensões *Areias Finas* a *Cascalhos Finos* (figura 42). A amostra é composta por cerca de 27% de material com dimensão superior ou igual a 1 mm, 10% com material com dimensão entre o 1 mm e 0,5 mm, 56% de partículas de dimensão entre 0,5 mm e 0,1 mm e os restantes 7% de dimensão inferior a 0,1 mm. O cálculo do coeficiente de uniformidade foi de 3,25 e o do coeficiente de curvatura 0,48 sendo portanto um *solo mal graduado*.

6.2. Análise de partículas – Difração Laser

A análise das partículas por difração laser foi realizada segundo os procedimentos seguidos no Laboratório de Processos Costeiros do Departamento e Centro de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, através do aparelho *Malvern Particle Size Analyser* MS2000. Na tabela 4 encontram-se tabelados os valores da análise e as respetivas conclusões obtidas através do método gráfico. As porções analisadas correspondem ao material passado no peneiro de malha 1 mm.

Atendendo aos valores obtidos é possível complementar a classificação granulométrica com todas as frações determinadas. Ressalva-se que as porções analisadas correspondem ao material passado no peneiro de malha 1 mm. Uma vez que abaixo desta fração ainda é possível encontrar partículas de areia, o método serviu apenas para determinar as percentagens parciais de argila e silte da amostra. Numa análise global da amostra estas percentagens (silte e argila) serão muito inferiores.

Para a obtenção do valor da média, desvio padrão, assimetria e curtose foram usadas as seguintes referências:

- **Média** (Diâmetro médio): Friedman & Sandres (1978) - pág.64
- **Desvio Padrão** (Grau de dispersão): Friedman & Sandres (1978) - pág.73
- **Assimetria**: Folk & Ward (1957) - pág.14
- **Curtose**: Folk & Ward (1957) - pág.14

Tabela 4: Dados obtidos através do método de difração laser.

| Amostra | % Areia | % Silte | % Argila | Dímetro médio (μ m): | Grau de dispersão (s1): | Assimetria (SKI): | Curtose (KS): | Conclusões do método gráfico: | | | |
|---------|------------|------------|-------------|---------------------------------|-------------------------------|----------------------|------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------|-----------------------|
| 1 | 43,66 | 48,88 | 7,45 | 115,78 | 2,85 | 0,09 | 0,82 | Silte muito grosso | Extremamente mal calibrado | Simétrica | Platicúrtica |
| 2 | 24,17 | 68,99 | 6,84 | 57,36 | 2,19 | 0,12 | 1,18 | Silte grosso | Muito mal calibrado | Assimetria positiva | Leptocúrtica |
| 3 | 79,11 | 16,73 | 4,16 | 337,09 | 2,57 | 0,60 | 1,53 | Areia fina | Muito mal calibrado | Assimetria muito positiva | Muito Leptocúrtica |
| 4 | 33,79 | 58,07 | 8,14 | 76,59 | 2,96 | -0,05 | 1,09 | Silte muito grosso | Extremamente mal calibrado | Simétrica | Mesocúrtica |
| 5 | 70,00 | 26,47 | 3,52 | 160,07 | 2,11 | 0,51 | 1,13 | Areia muito fina | Muito mal calibrado | Assimetria muito positiva | Leptocúrtica |
| 6 | 13,66 | 77,84 | 8,49 | 32,44 | 1,83 | 0,39 | 1,22 | Silte grosso | Mal calibrado | Assimetria muito positiva | Leptocúrtica |

Da tabela apresentada é perceptível que as amostras apresentam na sua constituição *areia, silte e argilas*, sendo a sua calibração classificada como mal a extremamente mal calibradas, ou seja bem graduadas. A percentagem de areais nas frações <1mm variam de 24,17% a 79,11%. Já o silte apresenta como valor de percentagem mais baixo 16,73% na amostra 3 e o valor de percentagem mais alto de 77,84% na amostra 6. A argila varia entre 3,52% e 8,49%.

Quanto ao diâmetro médio das partículas, tendo em conta que estas correspondem apenas à fração <1mm da amostra total, este varia entre 32,44 μ m (0,03244 mm) e 160,07 μ m (0,16007 mm). Analisando os dados obtidos para o diâmetro e as curvas granulométricas verificamos que do ponto de vista textural podemos estar perante grãos de granulometria grosseiras indicador de areia média a grosseira (amostra 1, 3 e 5). Ainda assim, existem amostras com textura granular média, provavelmente areias médias (amostras 2, 4 e 6).

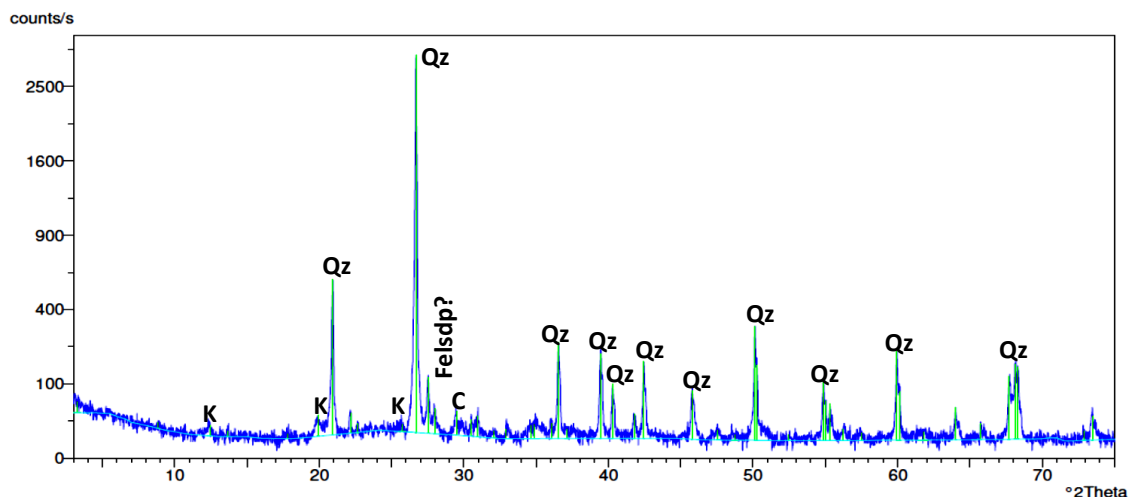
Relativamente aos parâmetros estatísticos presentes na tabela 4 foi inferido que, na sua maioria, a assimetria das curvas obtidas são de assimetria positiva com a exceção da amostra 1 e 4 com assimetria simétrica. A curtose das curvas mostra uma distribuição normal para a amostra 4 (mesocúrtica) sendo que as restantes amostras apresentam uma distribuição menos homogênea e portanto, sem grande variação da granulometria (leptocúrtica). A amostra 1 apresenta-se como platicúrtica o que sugere uma variação muito elevada da amostra.

6.3. Análise de partículas – Difração Raios-X (DRX)

A análise de partículas por difração de raios-X das partículas foi realizada nos laboratórios do Departamento e Centro de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa utilizando um difratómetro Philips Analytical X-Ray B.V. constituído por um controlador PW 3710 mpd/00 e por um gerador de alta tensão PW 1830, P, operado a 40 kV e 30 mA com uma ampola de cobre (radiação Cu K α).

Para cada amostra é apresentado de seguida o respetivo espectro com a identificação dos picos representativos dos minerais constituintes da amostra. Em anexo (Anexo II) estão os vários dados obtidos juntamente com os gráficos das figuras seguintes (Figuras 43 a 48).

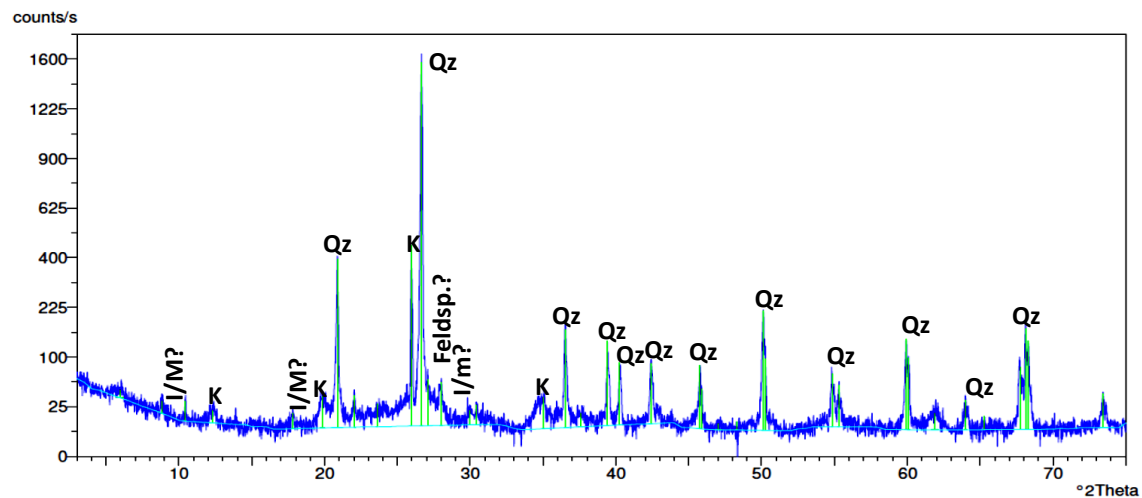
X'Pert Graphics & Identify
Graph: 4



Philips Analytical

Figura 43: Espectro resultante da difração de raios-X da amostra 1; Qz – Quartzo; K – Caulinite; C- Calcite; Feldsp – Feldspato (sanidina).

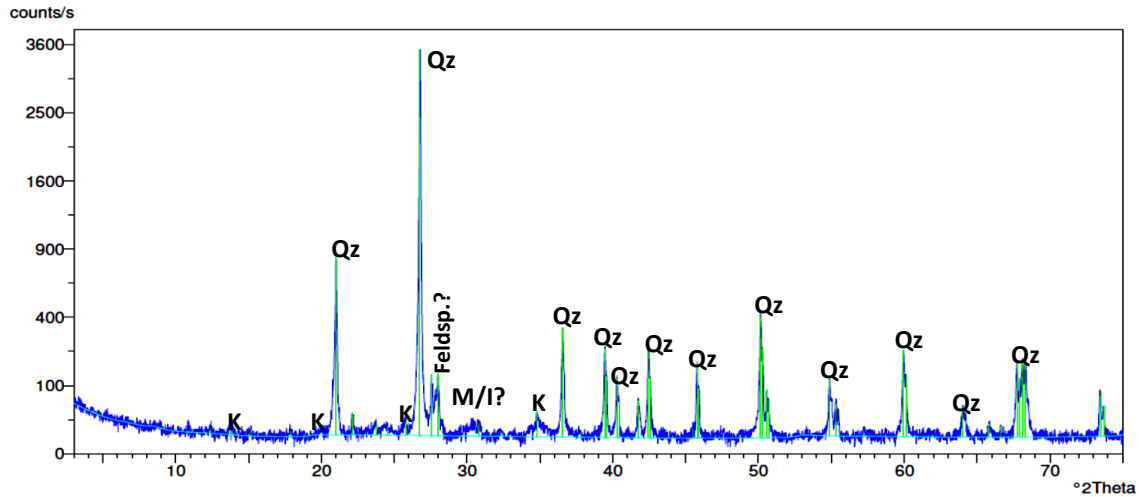
X'Pert Graphics & Identify
Graph: 5



Philips Analytical

Figura 44: Espectro resultante da difração de raios-X da amostra 2; Qz – Quartzo; K – Caulinite; I – Ilite; m – Moscovite; Feldsp – Feldspato (ortoclase).

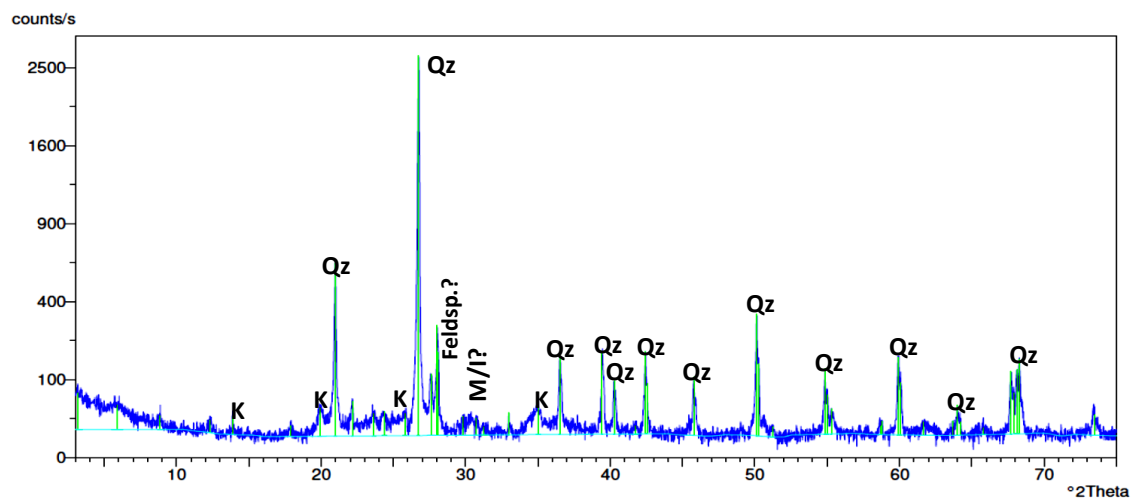
X'Pert Graphics & Identify
Graph: 6



Philips Analytical

Figura 45: Espectro resultante da difração de raios-X da amostra 3; Qz – Quartzo; K – Caulinite; Feldsp – Feldspato (ortoclase); M – Muscovite; I – Ilite.

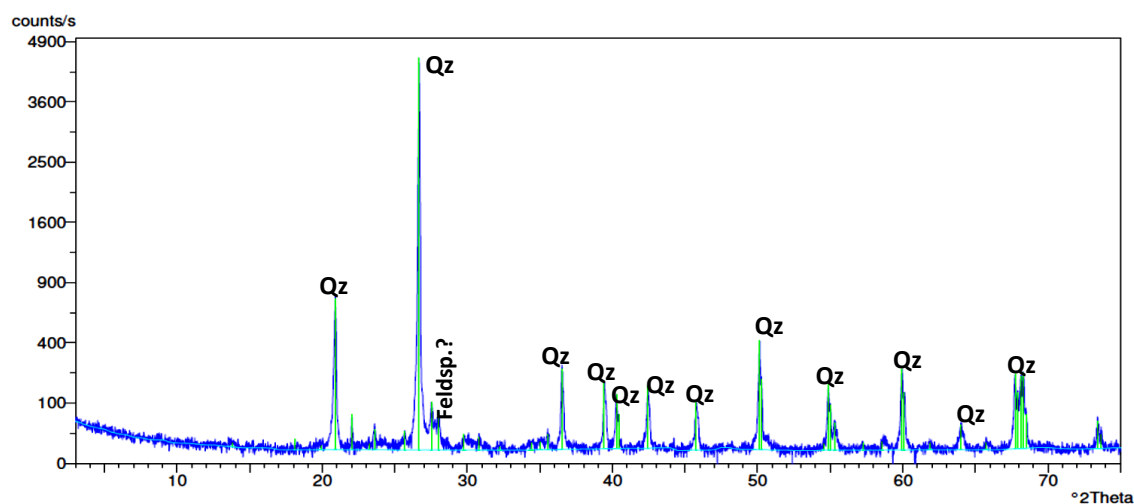
X'Pert Graphics & Identify
Graph: 7



Philips Analytical

Figura 46: Espectro resultante da difração de raios-X da amostra 4; Qz – Quartzo; K – Caulinite; Feldsp – Feldspato (ortoclase M – Muscovite; I – Ilite).

X'Pert Graphics & Identify
Graph: 8



Philips Analytical

Figura 47: Espectro resultante da difração de raios-X da amostra 5; Qz – Quartzo; Feldsp – Feldspato (ortoclase).

X'Pert Graphics & Identify
Graph: 10

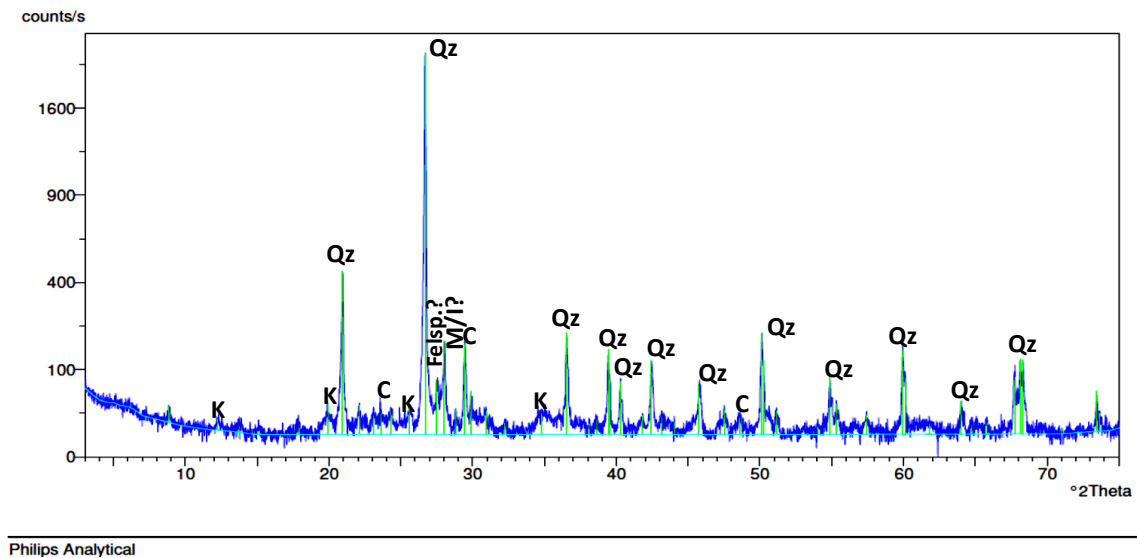


Figura 48: Espectro resultante da difração de raios-X da amostra 6; Qz – Quartz; K – Caulinite; C – Calcite; Feldsp – Feldspato (ortoclase); M – Muscovite; I – Illite.

A análise dos difratogramas reflete a composição mineralógica dos solos podendo concluir-se que as amostras são quase totalmente compostas por quartzo, em percentagem muito elevada, e quantidades muito baixas de caulinite e feldspato.

Além destes minerais são também registados índices de intensidade que podem corresponder a mineiras de argila, a micas, ou ainda a feldspato (sanidina e ortoclase) em percentagens muito baixas e pouco significativas.

Na amostra 1 foram identificados picos espectrais elevados para o mineral de quartzo existindo ainda picos muito residuais de caulinite, calcite e feldspato. As amostras 2, 3 e 4 são constituídas por quartzo e caulinite. Os restantes picos de intensidade poderão ser representativos de minerais como a feldspatos, ilite ou moscovite sendo estes últimos de uma forma muito residual.

Colocou-se o símbolo (?) quando não se encontraram todos os picos que identificam um determinado mineral. No entanto, estes minerais existem em % reduzida.

6.4. Densidade das partículas

O ensaio para a determinação da densidade das partículas foi realizado nos laboratórios do Departamento e Centro de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa. Como mencionado na norma NP83 (1965), os picnómetros foram calibrados (tabela 5) e posteriormente efetuado o ensaios. Os resultados obtidos podem ser observados na tabela 6.

Tabela 5: Calibração dos picnómetros.

| Nº Picnómetro | <i>m1</i> (massa do picnómetro) | <i>m2</i> (picnómetro + água) | T (°C) da Água | Densidade da água à T (°C) medida | <i>m3</i> (massa do picnómetro cheio de água à T (°C) Tx) |
|------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|---|---|
| 2 | 60,64 | 212,72 | 25 | 0,99708 | 212,72 |
| 3 | 57,02 | 212,28 | 25 | 0,99708 | 212,28 |
| 4 | 58,96 | 210,9 | 25 | 0,99708 | 210,90 |

Tabela 6: Dados obtidos pelo ensaio de densidade de partículas.

| Amostra | Nº Picnómetro | Tara | Tara + provete seco | Massa do provete (g) | Picnómetro +água +sedimento | T (°C) | Densidade das partículas |
|---------|------------------|--------|---------------------------|----------------------------|-----------------------------------|-----------|--------------------------------|
| 2A | 5 | 101,46 | 126,94 | 25,48 | 228,56 | 25 | 2,64 |
| 2B | 2 | 100,97 | 126,35 | 25,38 | 228,18 | 25 | 2,66 |
| 3A | 5 | 99,92 | 125,91 | 25,99 | 228,89 | 25 | 2,64 |
| 3B | 7 | 167,04 | 192,95 | 25,91 | 227,07 | 25 | 2,64 |
| 4A | 7 | 47,64 | 72,50 | 24,86 | 226,50 | 24 | 2,66 |
| 4B | 2 | 101,67 | 127,23 | 25,56 | 228,34 | 24 | 2,67 |
| 5A | 7 | 100,53 | 125,79 | 25,26 | 226,67 | 25 | 2,64 |
| 5B | 6 | 103,29 | 128,51 | 25,22 | 228,04 | 24 | 2,65 |
| 6A | 6 | 63,09 | 87,81 | 24,72 | 227,85 | 25 | 2,69 |
| 6B | 5 | 102,01 | 127,14 | 25,13 | 228,64 | 25 | 2,73 |

A análise da tabela 6 permite concluir que as amostras apresentam partículas com densidades muito semelhantes variando entre 2,64 a 2,71.

A norma referida sugere que a densidade das areias siliciosas – 2,65 – seja utilizada como termo de referência. Assim sendo, todos os valores das partículas observadas têm densidades muito próximas ao valor de referência com a exceção da amostra 6, que apresenta densidade ligeiramente superior igual a 2,71. As densidades obtidas corroboram as interpretações acima relatadas.

Considerando todos os dados apresentados até então e realizando uma análise do ponto de vista sedimentar a amostra 1 é a única amostra proveniente de depósito glacial a uma profundidade de 10,3 m e com partículas de diâmetro médio igual a 116 μm . A presença de pouca argila na sua composição e a existência de calcite leva a considerar a possibilidade de existir um cimento constituído por minerais de calcite e feldspato. As recentes glaciações que promoveram a modelação de grande parte dos rios e vales da Polónia podem estar na origem da formação destes solos.

A análise de raios-X permitiu concluir que as amostras que apresentam na sua constituição o binário calcite-caulinite podem justificar a presença de cimento nos sedimentos (amostras 4 e 6).

Apesar de a amostra 6 apresenta na sua constituição calcite e caulinite e portanto, com capacidade para formar um cimento típico destas amostras é de esperar que esta se encontre numa zona de transição entre a formação de cimento e de matriz devido à composição mineralógica mais variada e à baixa percentagem em argila;

As amostras 3 e 5 são altamente maduras apresentando diâmetros elevados e altas percentagens de areia. Além disso a baixa percentagem em argila pode estar relacionada à existência de uma matriz mas quartzosa e de grãos com maiores dimensões o que comprova os valores do diâmetro médio.

As amostras 1 e 6 são compostas por cimento de composição típica dos solos analisados (calcite e caulinite) têm também elevada percentagem de silte comparativamente à argila.

Atendendo à composição mineralógica as amostras 2 e 4 são constituídas por caulinite, ilite, moscovite e feldspatos apresentando ainda uma maior percentagem em silte do que argila o que sugere que a caulinite, a ilite e a moscovite são minerais que compõe a matriz destes solos. A elevada percentagem de silte pode estar associada à presença dos feldspatos.

6.5. Limites de Consistência

Os limites de consistência foram efetuados para as doze amostras recolhidas. Foram realizados nos laboratórios do Departamento de Engenharia Civil – secção de Geotécnica da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa após o ensaio de granulometria. É de notar que os limites de consistência devem ser determinados para solos com percentagem de argila superior a 30%, o que não se verifica para qualquer dos solos ensaiados. Os resultados obtidos são apenas indicativos, uma vez que no seu estado natural as amostras mostravam ser moldáveis.

6.5.1. Limites de Liquidez

Como foi mencionado no capítulo 3, a determinação do LL bem como o LP seguem normas que permitem classificar o comportamento do solo tendo em conta o seu teor em água. Os resultados obtidos encontram-se descritos em conjunto com os resultados dos limites de plasticidade para melhor interpretação e compreensão dos mesmos. Para o LL o procedimento efetuado foi o seguinte:

- Inicialmente a amostra foi sujeita a uma desagregação das partículas com o auxílio de um almofariz e pilão (sem alterar a granulometria dos grãos);
- Fez-se passar a amostra pelo peneiro nº 40 (ASTM) e, do material passado, retiraram-se 100 g. A essas 100 g foi adicionada água destilada de modo a criar uma pasta homogénea e consistente;
- Da pasta foi retirada uma porção e colocada na concha de Casagrande criando uma camada com espessura de 1 cm e superfície nivelada (Figura 49-a);
- De seguida introduziu-se o riscador na concha de Casagrande de modo a criar um sulco no centro da concha permitindo dividir a amostra em duas partes iguais (Figura 49-b e 49-c);
- O próximo passo consistiu em aplicar pancadas à concha com a ajuda da manivela, numa cadência de 2 voltas por segundo, até que as duas partes separadas entrem em contacto pela parte inferior do sulco numa extensão

de 1 cm (Figura 49-d). Atingido o contacto entre as duas partes, as pancadas foram de imediato suspensas e anotado o número de pancadas atingido. Uma porção de 10 g foi retirada da concha e pesada para determinação do teor em água (figura 49-e);



Figura 49: Representação das várias etapas para obtenção do Limite de liquidez.

- Este procedimento foi repetido para a 4 porções da mistura inicial. Os teores em água das 4 porções ensaiadas foram considerados de maneira a que o número de pancadas necessárias para unir as duas partes, estivesse compreendido entre 10 e 40. Além disso tentou-se que dois ensaios se encontrassem abaixo de 25 pancadas e outros dois acima de 25 pancadas;
- Posteriormente à realização dos 4 ensaios foi calculado o teor em água $W(\%)$ de cada porção segundo a norma portuguesa NP-84 (1965): “Solos: Determinação do teor em água”. A Norma apresenta a seguinte equação:

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100\%, \quad (\text{equação 8})$$

em que,

W_w –Peso da água e W_s – Peso das partículas sólidas

- Após o cálculo de $W(\%)$ para cada porção foi traçada uma curva “teor em água vs. Nº de pancadas”. O LL da amostra ensaiada foi obtido por meio de interpolação gráfica sendo correspondente ao teor em água para 25 pancadas (figura 50);

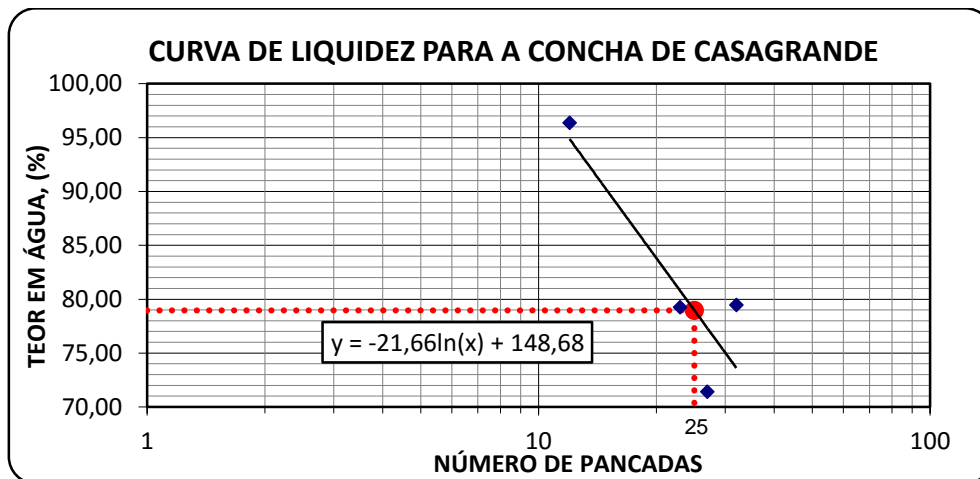


Figura 50: Exemplo da curva de liquidez para os ensaios obtidos através da concha de Casagrande. Os pontos a azul representam os valores obtidos para as quatro porções ensaiadas; a linha representa a curva de liquidez obtida; O ponto vermelho encontra-se a projeção para a obtenção do teor em água para 25 pancadas.

- O resultado é apresentado em percentagem; caso não seja possível determinar o limite de liquidez da amostra, o solo correspondente foi designado como “não plástico”.

Os cálculos efetuados encontram-se em anexo (Anexo III) bem como todas os dados obtidos no ensaio de Casagrande. Para facilidade de leitura os resultados do LL serão apresentados no ponto seguinte juntamente com o Limite e Índice de Plasticidade.

6.5.2. Limites de Plasticidade

Após a determinação do limite de liquidez, realizou-se o ensaio para obtenção do limite de plasticidade para os solos que não foram classificadas como não plásticos. O ensaio foi realizado segundo a norma NP-143 (1969) da seguinte maneira:

- Primeiramente foram retiradas 100 g da amostra para um almofariz onde foi desfeita de modo a separar as partículas com o auxílio de um pilão (sem alterar a granulometria dos grãos);
- Fez-se passar a amostra pelo peneiro nº 40 (ASTM) e, do material passado, retiraram-se 20 g às quais se adicionou água destilada de forma a criar uma pasta homogénea e suficientemente plástica. Com essa pasta foram moldadas 4 esferas de diâmetros iguais (figura 51);
- Cada uma das 4 esferas foram pressionadas e roladas entre a palma da mão e a placa de vidro de maneira a formar um filamento cilíndrico com cerca de 3 mm de diâmetro. Atingido esse diâmetro sem quebras/desfragmentação do filamento, voltou-se a formar a esfera e a rolá-la de novo para formar outro filamento com o mesmo diâmetro. Este processo foi repetido até que o filamento se desfragmente em várias partes quando atingir 3 mm de diâmetro (figura 51);
- Os fragmentos obtidos foram colocados na cápsula e pesados, sendo depois calculado o teor em água segundo a norma portuguesa NP-84 (1965): Solos: Determinação do teor em água, como indicado anteriormente para o LL. Este procedimento foi realizado para as 4 porções de solo separadas em esferas;
- O valor do LP foi obtido através do cálculo da média dos teores em água determinados para as 4 amostras.

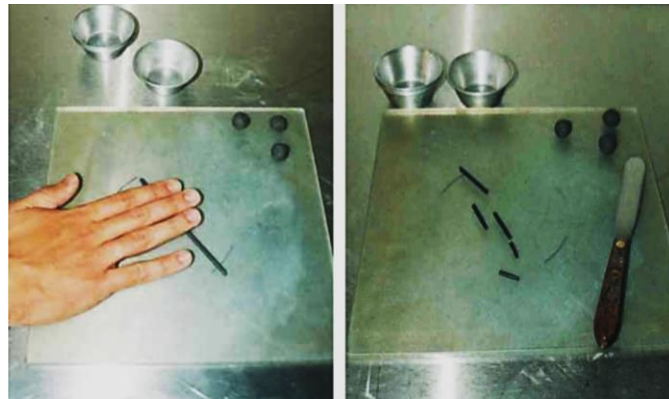


Figura 51: Modo de realização do ensaio para determinação do limite de plasticidade (Matos Fernandes, 2006).

Os resultados obtidos para os limites de liquidez e plasticidade encontram-se anexados ao presente trabalho no anexo III. A tabela 7 resume os valores do LL e LP, IP e a classificação da fração fina do solo tendo em conta o IP e a projeção na carta de plasticidade do LL e o IP.

Tabela 7: Dados determinados para o limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade, classificação considerando o valor do IP e a carta de plasticidade. C-Argila; H-Elevada; M-Silte; L-Baixo; O-Orgânico.

| Nº | Limite de Liquidez (LL) | Limite de Plasticidade (LP) | Índice de Plasticidade (IP) | Classificação segundo IP | Classificação segundo a carta de plasticidade (para os finos) |
|----|-------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|---|
| 1 | 18,44 | 15,65 | 2,79 | Fracamente Plástico | OL- ML |
| 2 | 33,24 | 22,63 | 10,61 | Moderadamente Plástico | CL |
| 4 | 25,06 | 12,57 | 12,49 | Moderadamente Plástico | CL |
| 6 | 24,92 | 19,64 | 5,28 | Fracamente Plástico | CL- ML |

Analisando a tabela 7 e os anexos referidos é possível tecer algumas considerações relativamente aos dados adquiridos. Antes de efetuar a análise propriamente dita devem ser ressaltadas algumas particularidades: A amostra 3 e 5 não foram ensaiadas devido ao facto de ou não apresentarem material suficiente para o ensaio, serem na determinação das LL classificadas como *não plásticas* ou apresentarem características evidentes de solos cujo ensaio seria

anulado (dimensão dos grãos, demasiada % de areias, entre outras).

É notório que os limites de liquidez, com exceção do solo 1, se situam aproximadamente entre 20 a 33%. O LP com a exceção da amostra 4 apresenta valores entre 15 e 23% sendo estes solos medianamente plásticos. A amostra 4 apresenta o valor mais baixo indicando um comportamento mais fluído comparativamente aos restantes solos. Todos os solos apresentam um índice de plasticidade inferior a 13 sendo o valor mais baixo obtido pela amostra 1 com 2,79. Atendendo ao valor do IP podemos dividir as amostras de acordo com o seu comportamento onde, as amostras dos solos 1 e 6 são consideradas fracamente plásticas e as amostras 2 e 4 consideradas moderadamente plásticas.

Para as partículas finas, a projeção dos valores de LL e IP na carta de plasticidade (em anexo III) permitiu concluir que a amostra a amostra 1 foi considerada OL-ML (Argila/Silte orgânico – Silte) enquanto que, as amostras 2, e 4 foram todas classificadas como CL (Argila magra). A amostra 6 apresenta um comportamento esperado para solos argilo-siltosos (CL-ML) Atendendo às características macroscópicas já referidas, foram excluídas as classificações de solo orgânico.

Refere-se que a classificação através da carta de plasticidade é apenas um indicador utilizado para a classificação unificada permitindo concluir sobre a plasticidade e o comportamento dos matérias e compará-los entre si. A classificação alcançada não corresponde à classificação efetiva do solo em análise uma vez que, e como referido anteriormente, atendendo às características macroscópica não estamos na presença de um solo orgânico.

6.6. Classificação de solos

Posteriormente à análise granulométrica, e a determinação dos limites e índices anteriormente referidos, foi realizada a classificação de solos pelas designadas *Classificação Unificada* e a *Classificação para fins rodoviários (AASHTO)* anteriormente descritas. Como foi referido para a *Classificação Unificada* é necessário o cálculo dos valores de C_U e C_C , os valores das percentagens retidas e passadas nos peneiros nº #4 e #200 (ASTM) são fundamentais para as classificações. Os valores finais e a classificação estão descritos na tabela 8.

Tabela 8: Valores de C_U e C_C calculados. Valores de LL, IP e % de material passado e retido necessário para as classificações utilizadas.

| | Nº da amostra | | | | | |
|--------------|---------------|-----------|-----------|-----------|---------|-----------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| C_U | 2,05 | 2,14 | 3,17 | 2,00 | 1,64 | 3,25 |
| C_C | 1,00 | 0,54 | 1,14 | 0,98 | 0,90 | 0,48 |
| #200 Retido | 99,64 | 98,82 | 99,70 | 98,87 | 98,48 | 97,60 |
| #4 Passado | 99,54 | 100,00 | 99,81 | 99,71 | 98,40 | 99,62 |
| #200 Passado | 0,36 | 1,18 | 0,30 | 1,13 | 1,52 | 2,40 |
| #10 Passado | 98,53 | 99,68 | 97,16 | 99,27 | 93,54 | 91,72 |
| #40 Passado | 60,54 | 69,85 | 19,6 | 74,2 | 83,57 | 61,46 |
| LL | 18,44 | 33,24 | - | 25,06 | - | 24,92 |
| IP | 2,79 | 10,61 | NP | 12,49 | NP | 5,28 |
| UNIFICADA | SP | SP | SP | SP | SP | SP |
| AASHTO | A-2-4 (0) | A-2-4 (0) | A-1-b (0) | A-2-6 (0) | A-3 (0) | A-2-4 (0) |

A análise da tabela 8 permite concluir de uma forma simples que todos os solos analisados foram classificados com “SP” ou seja, *Areia Mal Graduada*.

Atendendo à *Classificação Unificada* (tabela 8) que objetiva a classificação de solos para a sua utilização em aterros, todas as amostras são classificadas como *Areias Mal Graduadas (SP)*. Esta classe de solos apresenta características particulares sendo geralmente permeáveis, com boa resistência ao corte, com compressibilidade baixa quando saturado e ainda uma razoável trabalhabilidade como material de construção aquando a compactação.

A *Classificação para fins rodoviários (AASHTO)* utiliza os valores da % de material passado nos peneiros nº #10, #40 e #200 (ASTM), os valores do limite de liquidez e os de plasticidade (quando calculados). Posteriormente é calculado

o índice de grupo como referido no capítulo 3. Pela análise da tabela percebemos que a maioria das amostras é classificada como A-2 sendo a amostra 4 classificada como A-2-6 e as restantes A-2-4, variando apenas o subgrupo entre 4 e 6. Para todos os solos o índice de grupo foi de 0. Os materiais comumente encontrados neste grupo são seixo e areia siltoso ou argiloso. Apenas a amostra 3 é classificada como A-1-b (0). Este grupo tem normalmente como constituintes significativos calhaus, seixo e areia. Aqueles cuja classificação foi A-1-b (0), A-2-4 (0) e A-3 (0) apresentam-se como excelentes a bons no que diz respeito ao comportamento na camada sob o pavimento. Aqueles cuja classificação foi A-2-6 (0) apresentam-se com um comportamento regular a muito mau. A tabela 9 resume os resultados obtidos nos ensaios e nas classificações.

Tabela 9: Tabela com o resumo dos resultados obtidos nos ensaios e classificações efetuada.

| Amostra | | | | | | | |
|------------------------|--|-----------------------------------|----------------------|------------------------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Peneiração | | Areia médias | Areia finas e médias | Areia grossa a cascalho fino | Areia fina e média | | Areia fina e média |
| | | Baixa % de finos | | | | | |
| Laser Ø<1 mm | % Areia | 43,66 | 24,17 | 79,11 | 33,79 | 70,00 | 13,66 |
| | % Silte | 48,88 | 68,99 | 16,73 | 58,07 | 26,47 | 77,84 |
| | % Argila | 7,45 | 6,84 | 4,16 | 8,14 | 3,52 | 8,49 |
| Raios-X | Quartzo | x | x | x | x | x | x |
| | Caulinite | x | x | x | x | | x |
| | Ilite/Moscovite | | x | x | x | | x |
| | Feldspato | x | x | x | x | x | x |
| | Calcite | x | | | | | x |
| | Lepidolote | | | | | | |
| Densidade | Valor médio | 2,69 | 2,65 | 2,64 | 2,67 | 2,65 | 2,71 |
| Limites e coeficientes | LL | 18,44 | 33,24 | - | 25,06 | - | 24,92 |
| | LP | 15,65 | 22,36 | - | 12,57 | - | 19,64 |
| | IP | 2,79 | 10,61 | NP | 12,49 | NP | NP |
| | Cu e Cc | 2,05 | 2,14 | 3,17 | 2,00 | 1,64 | 3,25 |
| | | 1,00 | 0,54 | 1,14 | 0,98 | 0,90 | 0,48 |
| | | Má graduação | | | | | |
| AASHTO | Grupo e Subgrupo/Comportamento como camada sob pavimento | A-2-4 (0) | A-2-4 (0) | A-1-b (0) | A-2-6 (0) | A-3 (0) | A-2-4 (0) |
| | | seixo, argilo siltoso ou argiloso | | Calhau, seixo e | seixo, argilo siltoso ou | Areia fina | seixo, argilo siltoso ou |
| | | Excelente a bom | Regular a muito mau | Excelente a bom | Regular a muito mau | Excelente a bom | Excelente a bom |
| Unificada | Símbolo/ Nome do grupo | SP- Areias mal graduadas | | | | | |
| Cores: | | Ul. Przyjaźni (Wrocław) | | | Sępa | | |

6.7. Resultados dos ensaios de Capacidade e Integridade

Apresentam-se de seguida os resultados obtidos nos ensaios de capacidade e integridade realizados. Além disso é ainda contemplada informação descritiva da geologia e características geotécnicas inerentes aos casos de estudo de modo a complementar a análise dos resultados.

Sublinha-se uma vez mais, que as descrições apresentadas foram gentilmente fornecidas pelas empresas que se encontravam responsáveis pela obra em causa. Relativamente à classificação das estacas esta foi realizada considerando a norma para a classificação das estacas NP EN 206-1 (2007): “Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade”.

6.7.1. Ensaio de Capacidade (Poznań; Dobrzyca; Głogów)

Caso de Obra 1: Fundação para a construção de um centro comercial em Poznań

Pretendeu-se verificar a capacidade máxima das estacas através de ensaios de carga dinâmicos e estáticos em 8 estacas do tipo CMC com diâmetros a variar entre os Ø 360 e Ø 400 mm e comprimentos entre 7 e 8,5 m. Para este local está destinada a construção de uma superfície comercial de grandes dimensões designada como “*LATIN Shopping Center*” em Poznań, realizada no âmbito do contrato executado por MENARD POLSKA. Sp. A análise dos resultados obtidos nos ensaios de carga, baseados nos registos efetuados durante os ensaios, foi desenvolvida no Instituto de Geotecnia e Hidrogeologia da Universidade de Tecnologia de Wrocław.

O perfil geológico deste local é constituído principalmente por areias, argilas, com algumas camadas de areia siltosa e lodo.

Como em todos os ensaios realizados, é necessário seguir normas e procedimentos de modo a obter resultados fidedignos. Assim a base técnica para a execução dos ensaios e respetiva análise dos dados foi:

- a) Norma PN-83/B-02482: “Fundações de edifícios. Capacidade de estacas e

estacas de fundação dirigidas”;

- b) NP EN 1997-1: “Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico. Parte 1: Princípios gerais” CEN, Brussels;
- c) BS-EN 12699 (2003): “Execução de obras geotécnicas especiais. Deslocamento de estacas” CEN, Brussels;
- d) ASTM D4945 (2012): “*Standard test method for high-strain dynamic testing of piles*” American Society for Testing and Materials, Massachusetts, USA
- e) MENARD POLSKA. Sp.; “Projeto para o ensaio de cargas estático e dinâmico.” Realizado em abril de 2014.
- f) Os resultados dos ensaios dinâmicos: análise de CASE e CAPWAP®. (Anexo IX).

Neste caso, os ensaios de carga estáticos foram realizados nas seguintes estacas:

- Dia 2014/06/10 estaca T6 SD3 (Nº12) betonada a 2014/05/21;
- Dia 2014/06/11 estaca T5 SD4 (Nº17) betonada a 2014/05/21;
- Dia 2014/06/12 estaca T8 SD1 (Nº2) betonada a 2014/05/20;
- Dia 2014/06/16 estaca T7 SD2 (Nº4) betonada a 2014/05/20;

Para além disso nos dias 12 e 13/06/2014 foi realizada uma série de ensaios dinâmicos em estacas marcadas com os símbolos T1 a T8.

Os ensaios de carga estático e dinâmico devem ser realizados em conformidade com as indicações das normas *a)* e *b)*, as orientações de *d)* e os termos especificados na documentação do projeto *e)*.

Para os ensaios foi necessário implementar um sistema através da colocação de vigas capazes de suportar a carga exigida no projeto *e)* para o ensaio de carga estático e dinâmico. Foram também colocados elementos de ligação, de carregamento, ancoragens e a construção de um sistema de referência para o registo do assentamento da estaca. No sistema de carga também foram incluídos um macaco hidráulico com manómetro e uma bomba manual, um conjunto de quatro sensores digitais para medir assentamentos

(com uma precisão de 0,01 mm) e um nivelador para realizar a medição do topo da estaca. A pressão do óleo no macaco hidráulico foi ajustada constantemente através de uma bomba de forma a garantir a estabilidade durante os movimentos do ensaio de carga. Seguindo as orientações da norma a) e o documento e) a configuração padrão dos ensaios de carga foi:

- Realizado em duas etapas: a primeira corresponde ao carregamento com carga até 100% da resistência da estaca (N_t) calculado no projeto; a segunda fase da carga deve ser efetuada até 100% da carga máxima a aplicar (Q_{max});
- Os vários incrementos de carga durante o ensaio foram de cerca de $1/8 \times N_t$, o que equivale a cerca de 87,5 kN;
- Os assentamentos sofridos pela estaca durante o ensaio (obtidos em 4 pontos através de extensómetros) foram medidos a cada 10 minutos de aumento de carga;
- Após a obtenção do valor da capacidade de carga igual a 700 kN procedeu-se ao alívio da carga na estaca e foram efetuadas medidas de deformação elástica e resistência;
- A estaca foi novamente sujeita a carregamentos em patamares até atingir o valor de Q_{max} (1050 kN) procedendo-se à descarga completa. Ao longo deste processo foram medidos os valores de deformação e resistência da estaca.

A tabela 10 resume toda a operação de carga e descarga padrão pretendida pelo dono da obra para as estacas em estudo. Ao longo dos ensaios esta operação foi adaptada ao ensaio em causa.

Tabela 10: Lista de valores de carga aplicada ao longo das etapas do ensaio.

| N_t | | 700 kN |
|-----------------------|----|-----------|
| Q_{max} | | 1050 kN |
| Série de Carregamento | | |
| Etapa I | 1 | 87,5 kN |
| | 2 | 175,0 kN |
| | 3 | 262,5 kN |
| | 4 | 350,0 kN |
| | 5 | 437,5 kN |
| | 6 | 525,0 kN |
| | 7 | 612,5 kN |
| | 8 | 700,0 kN |
| Descarga | | 0,0 kN |
| Etapa II | 9 | 87,5 kN |
| | 10 | 175,0 kN |
| | 11 | 262,5 kN |
| | 12 | 350,0 kN |
| | 13 | 437,5 kN |
| | 14 | 525,0 kN |
| | 15 | 612,5 kN |
| | 16 | 700,0 kN |
| | 17 | 787,5 kN |
| | 18 | 875,0 kN |
| | 19 | 962,5 kN |
| | 20 | 1050,0 kN |
| Descarga | | 0,0 kN |

Durante o ensaio de capacidade nenhuma das estacas alcançou a estabilização do assentamento quanto atingida a carga máxima teórica como assumido no projeto e). Este facto permitiu a determinação da capacidade de carga limite através do método *Chin-Kondner* e a interpretação dos resultados dos ensaios de acordo com a NP-EN 1997-1.

Para as medições, de acordo com d), foi utilizado o equipamento designado por PDI (Pile Dynamics, Inc.). O aparelho de medição consiste num dispositivo de gravação digital do sinal elétrico, um par de extensómetros e acelerómetros. O processamento dos resultados é feito pelo programa PDA®.

Para o processamento dos sinais provenientes dos sensores foi escolhido o seguinte critério:

- Assentamento constante ao longo do ensaio;
- Sinais dos sensores (os sinais dos extensómetros e dos sensores de aceleração não devem ser cruzados e devem estar o mais próximo possível entre si);
- A intensidade e a velocidade do sinal devem ser perfeitamente reconhecidas e sem variações bruscas.

A análise dos resultados dos ensaios dinâmicos realizados é baseada nos métodos CASE e CAPWAP®.

Ensaio estático

Foram realizados no total quatro ensaios estáticos em estacas de diferentes comprimentos, variando os diâmetros de 360 mm a 400 mm. Como especificado no projeto e) a primeira etapa do ensaio foi realizada até ser atingida a carga de 700 kN. Em duas das estacas foi realizada uma segunda etapa com mais 50% do valor de carga da primeira etapa ($700 \times 50\% = 350$ kN, logo $700 + 350 = 1050$ kN).

Devido ao elevado valor da carga no ensaio foi necessário harmonizar a apresentação dos resultados. Seguidamente apresentam-se os valores obtidos para a etapa de carga e descarga do ensaio à estaca T8 SD1 (nº2) (tabela 11).

- Estaca T8 SD1 (nº 2)

Tabela 11: Resultados do ensaio estático à estaca T8 SD1 (nº2).

| Teste de Carga Estático - Estaca CMC | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|-----|-------|----------|-------------------|-------|-------|-------|----------------------------|------|--------------|--------|---------|
| Obra: "LATIN Shopping Center" - Poznań | | | | | | | | | | | | | |
| Data: 12/06/2014 | STATIC LOAD TEST REPORT - DIAL GAUGES READINGS | | | | | | | | | | Comprimento: | 8,63 m | |
| | | | | | | | | | | | Diâmetro: | 400 mm | |
| Load Steps: | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | | |
| [bar]: | | 0 | 80 | 180 | 260 | 360 | 300 | 260 | 180 | 80 | 1 | | |
| [kN]: | | 0 | 162 | 365 | 527 | 729 | 608 | 527 | 365 | 162 | 0 | | |
| Estaca nº SD1 | | | | | | | | | | | | | |
| No | bar | kN | Time | Duration | Gauge/Sensor [cm] | | | | Settlement/Subsidence [mm] | | | | |
| | | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 | Average |
| 1 | 0 | 0 | 17:20 | 0 | 47,63 | 0,00 | -0,01 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 80 | 162 | 17:20 | 0 | 47,63 | 0,00 | -0,01 | 0,01 | 0,43 | 0,44 | 0,51 | 0,48 | 0,47 |
| 3 | 180 | 365 | 18:41 | 0 | 47,10 | -0,54 | -0,62 | -0,58 | 2,40 | 2,43 | 2,52 | 2,47 | 2,46 |
| 4 | 260 | 527 | 18:32 | 0 | 41,55 | -6,27 | -6,53 | -6,34 | 9,33 | 9,38 | 9,63 | 9,46 | 9,45 |
| 5 | 360 | 729 | 19:34 | 0 | 38,61 | -9,07 | -9,32 | -8,13 | 9,02 | 9,07 | 9,31 | 8,14 | 8,89 |
| 6 | 300 | 608 | 19:53 | 20 | 39,16 | -8,50 | -8,73 | -8,61 | 8,47 | 8,50 | 8,72 | 8,62 | 8,58 |
| 7 | 260 | 527 | 19:55 | 2 | 40,06 | -7,58 | -7,78 | -7,68 | 7,57 | 7,58 | 7,77 | 7,69 | 7,65 |
| 8 | 180 | 365 | 20:05 | 10 | 41,10 | -6,55 | -6,63 | -6,58 | 6,53 | 6,55 | 6,62 | 6,59 | 6,57 |
| 9 | 80 | 162 | 20:15 | 10 | 41,10 | 0,00 | -0,01 | 0,00 | 6,53 | 0,00 | 0,00 | 0,01 | 1,64 |
| 10 | 0 | 0 | 20:25 | 10 | 40,85 | -0,24 | -0,29 | -0,28 | 6,78 | 0,24 | 0,28 | 0,29 | 1,90 |
| | | | | | | | | | | | | | 47,59 |

Neste ensaio a carga atingiu o valor de 729 kN ultrapassando o valor de 700 kN recomendado pelo projeto e) (ver tabela 11). No gráfico da figura 52 é possível ver o assentamento verificado ao longo da aplicação da carga. O valor máximo de assentamento atingido foi de 47,59 mm. Como se verifica, o assentamento é crescente mesmo na fase de descarga do ensaio.

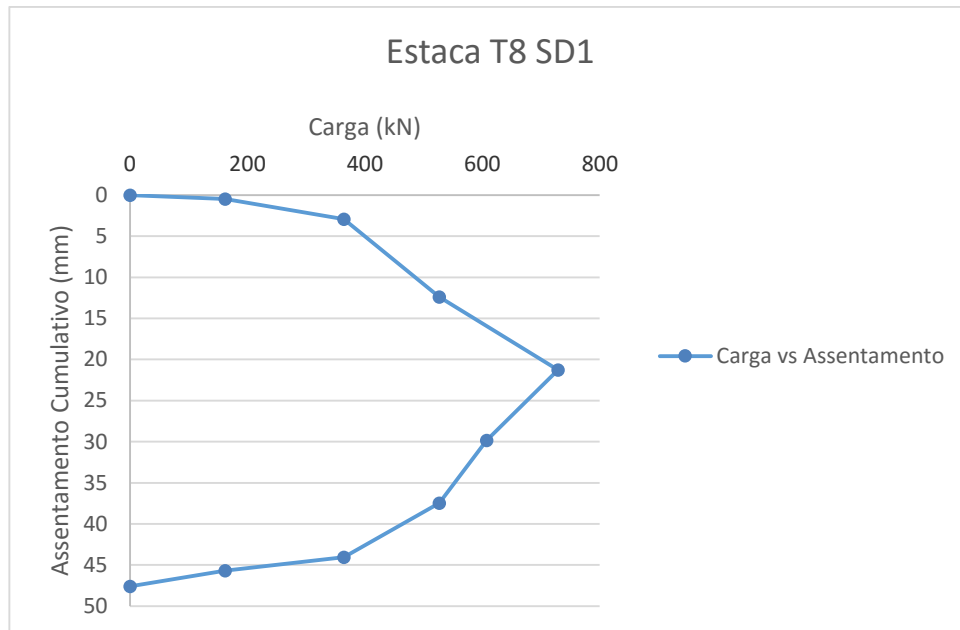


Figura 52: Gráfico Carva vs Assentamento da estaca T8 SD1.

Como referido anteriormente, foi utilizado o método auxiliar de representação gráfica designado *Chin-Kondner* (figura 53).

A capacidade de carga limite da estaca foi determinada pela fórmula

$$Q_{ult} = \frac{1}{A} \quad (\text{equação 9})$$

em que A é o declive da regressão linear.

$$Q_{ult} = \frac{1}{16,031} = 623,80 \text{ kN}$$

Neste ensaio a carga atingiu o valor de 729 kN, ultrapassando o convencionado no projeto (tabela 12). O gráfico da figura 54 permite visualizar o processo de aplicação de carga e o respetivo assentamento sendo o valor máximo de 48,14 mm. Tal como a estaca T8 SD1 existiu um aumento dos valores de assentamento ao longo da aplicação da carga e da descarga. Salienta-se o facto de que, na estaca T7 SD2 foi realizada uma descarga mais brusca relativamente à estaca anterior. Como se verifica, esta particularidade não comprometeu o aumento do assentamento.

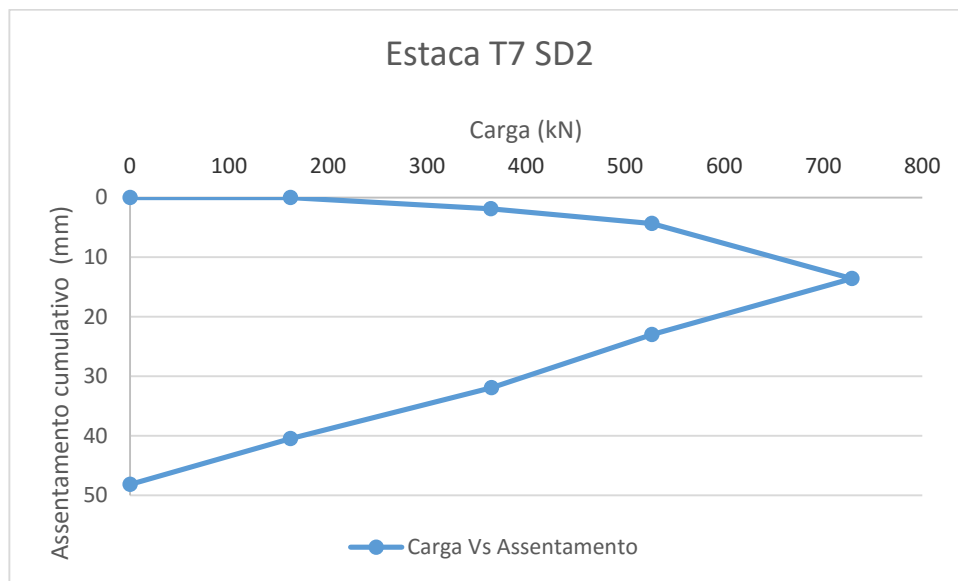


Figura 54: Gráfico Carva vs Assentamento da estaca T7 SD2.

Posteriormente também foi utilizado o método auxiliar de representação gráfica *Chin-Kondner* (figura 55). Assim, e utilizando a mesma fórmula, temos que,

$$Q_{ult} = \frac{1}{11,808} = 846,17 \text{ kN}$$

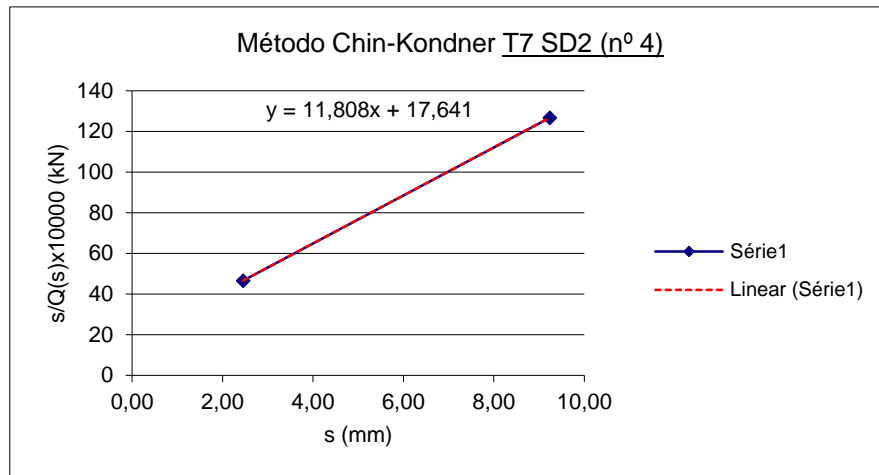


Figura 55: O método *Chin-Kondner* aplicado aos dados da estaca T7 SD2 (nº4).

Realizado no âmbito do ensaio de carga estático o método *Chin-Kondner* (figura 55 permitiu estimar o limite de capacidade de carga da estaca T7 SD2 (nº4) no valor de 846,17 kN. No entanto a capacidade de carga é superior, como posteriormente confirmado no ensaio dinâmico.

- Estaca T6 SD3 (nº 12)

Os valores obtidos pelo ensaio estático para a estaca T6 SD3 encontram-se resumidos na tabela 12. Nesta foram efetuadas as duas etapas de carga e descarga como estabelecido no projeto.

Tabela 13: Resultados do ensaio estático à estaca T6 SD3 (nº12).

| Teste de Carga Estático - Estaca CMC | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-----|---|-------|----------|--------------|--------|--------|--------|----------------------------|--------------|-------|--------|--------|---------|-------|
| Obra: "LATIN Shopping Center" - Poznań | | | | | | | | | | | | | | | |
| Data: 10/06/2014 | | STATIC LOAD TEST REORT - DIAL GAUGES READINGS | | | | | | | | Comprimento: | | 9,50 m | | | |
| | | | | | | | | | | Diâmetro: | | 360 mm | | | |
| Load Steps: | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | | | |
| [bar]: | | | 0 | 80 | 180 | 260 | 360 | 300 | 260 | 180 | 80 | 1 | | | |
| [kN]: | | | 0 | 162 | 365 | 527 | 729 | 608 | 527 | 365 | 162 | 0 | | | |
| Estaca nº SD3 | | | | | | | | | | | | | | | |
| No | bar | kN | Time | Duration | Gauge/Sensor | | | | Settlement/Subsidence [mm] | | | | | Average | Total |
| | | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 | | | |
| 1 | 0 | 0 | 11:10 | 0 | 47,63 | 0,00 | -0,01 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | |
| 2 | 0 | 0 | 11:20 | 10 | 42,30 | 0,01 | 0,00 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | |
| 3 | 40 | 81 | 11:30 | 10 | 42,94 | -0,13 | -0,16 | -0,09 | 0,36 | 0,14 | 0,16 | 0,10 | 0,19 | 0,19 | |
| 4 | 80 | 162 | 11:40 | 10 | 41,54 | -0,38 | -0,44 | -0,39 | 0,76 | 0,39 | 0,44 | 0,40 | 0,50 | 0,69 | |
| 5 | 120 | 243 | 11:50 | 10 | 40,90 | -0,75 | -0,86 | -0,83 | 1,40 | 0,76 | 0,86 | 0,84 | 0,97 | 1,65 | |
| 6 | 180 | 365 | 12:11 | 20 | 39,40 | -1,65 | -1,87 | -1,92 | 2,90 | 1,66 | 1,87 | 1,93 | 2,09 | 3,74 | |
| 7 | 220 | 446 | 12:33 | 20 | 38,60 | -2,31 | -2,50 | -2,66 | 3,70 | 2,32 | 2,50 | 2,67 | 2,80 | 6,54 | |
| 8 | 260 | 527 | 13:15 | 42 | 36,85 | -3,80 | -4,12 | -4,27 | 5,45 | 3,81 | 4,12 | 4,28 | 4,42 | 10,96 | |
| 9 | 300 | 608 | 13:56 | 41 | 35,30 | -5,25 | -5,61 | -5,82 | 7,00 | 5,26 | 5,61 | 5,83 | 5,93 | 16,88 | |
| 10 | 360 | 729 | 14:57 | 61 | 34,90 | -10,00 | -10,42 | -10,60 | 7,40 | 10,01 | 10,42 | 10,61 | 9,61 | 26,49 | |
| 11 | 260 | 527 | 15:05 | 8 | 34,90 | -9,80 | -10,28 | -10,51 | 7,40 | 9,81 | 10,28 | 10,52 | 9,50 | 35,99 | |
| 12 | 120 | 243 | 15:12 | 7 | 34,90 | -8,95 | -9,42 | -9,41 | 7,40 | 8,96 | 9,42 | 9,42 | 8,80 | 44,79 | |
| 13 | 0 | 0 | 15:17 | 5 | 34,42 | -7,71 | -7,91 | -9,79 | 7,88 | 7,72 | 7,91 | 9,80 | 8,33 | 53,12 | |
| 14 | 120 | 243 | 16:00 | 43 | 32,65 | -8,18 | -8,48 | -10,44 | 9,65 | 8,19 | 8,48 | 10,45 | 9,19 | 62,31 | |
| 15 | 260 | 527 | 16:48 | 48 | 32,00 | 0,00 | 0,01 | -0,63 | 10,30 | 8,20 | 8,47 | 11,09 | 9,52 | 71,83 | |
| 16 | 360 | 729 | 18:00 | 12 | 28,83 | -8,39 | -3,50 | -3,26 | 13,47 | 16,59 | 11,98 | 13,72 | 13,94 | 85,77 | |
| 17 | 400 | 810 | 19:10 | 10 | 20,65 | -16,22 | -11,23 | -11,30 | 21,65 | 24,42 | 19,71 | 21,76 | 21,89 | 107,65 | |
| 18 | 440 | 891 | 19:58 | 48 | 14,86 | -21,54 | -16,93 | -16,06 | 27,44 | 29,74 | 25,41 | 26,52 | 27,28 | 134,93 | |
| 19 | 480 | 972 | 20:14 | 16 | 0,20 | -37,07 | -32,05 | -31,86 | 42,10 | 45,27 | 40,53 | 42,32 | 42,56 | 177,49 | |
| 20 | 520 | 1053 | 20:30 | 16 | 0,20 | -44,40 | -42,97 | -39,55 | 42,10 | 52,60 | 51,45 | 50,01 | 49,04 | 226,53 | |
| | | | | | | | | | | | | | 226,53 | | |

Nota: Os valores indicados a azul foram obtidos após a alteração dos sensores.

Atingido o valor superior de 700 kN foi efetuada a descarga prevista e realizado o novo carregamento até ser atingido o valor de 1050 kN. Ao longo da segunda carga foi necessário uma alteração dos sensores devido a falhas de leitura. O gráfico apresentado na figura 56 representa todo o ensaio realizado onde se reconhece as fases de carga e descarga. O assentamento máximo verificado foi de 226,53 mm.

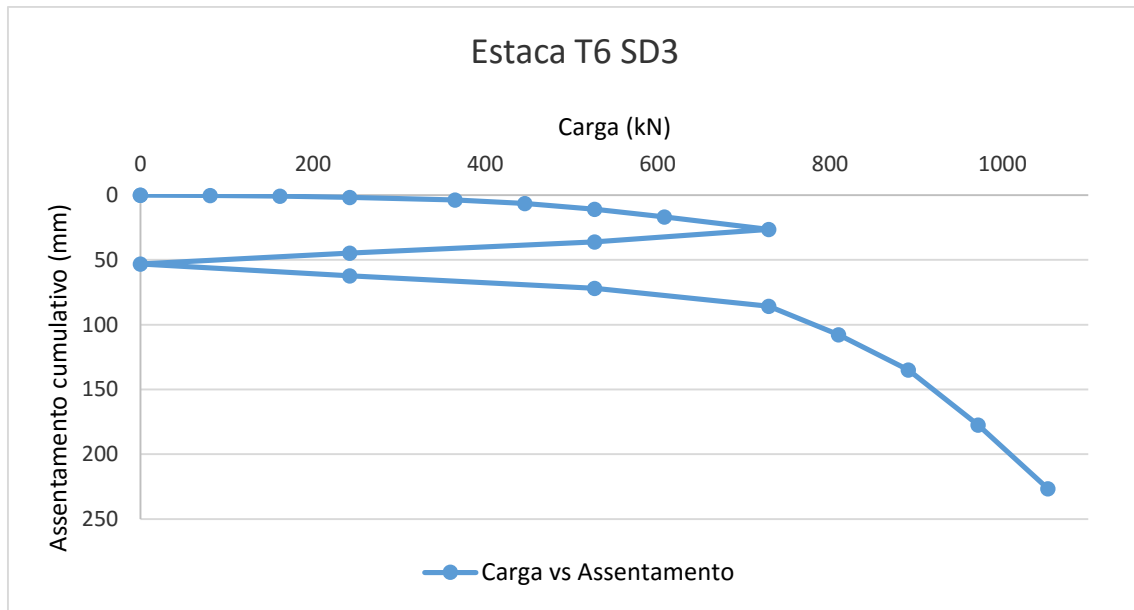


Figura 56: Gráfico Carga vs Assentamento da estaca T6 SD3.

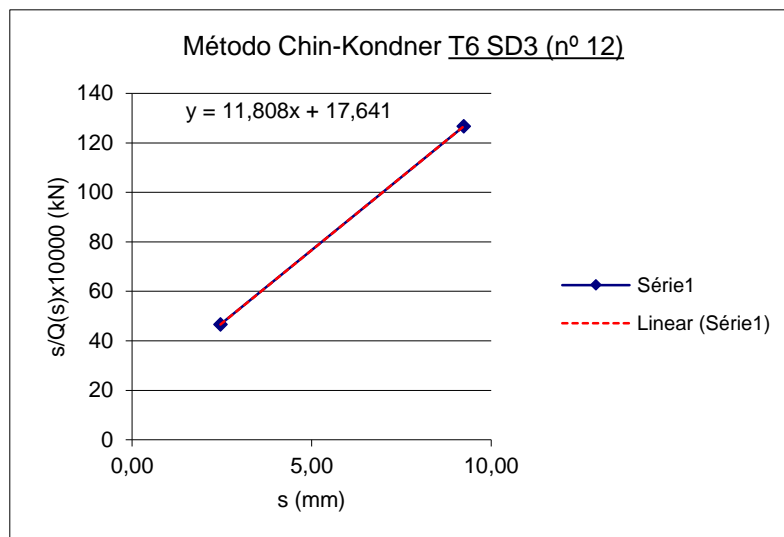


Figura 57: O método *Chin-Kondner* aplicado aos dados da estaca T6 SD3 (nº12).

A aplicação do método auxiliar de representação gráfica *Chin-Kondner* (figura 57) permitiu obter o seguinte valor para a carga:

$$Q_{ult} = \frac{1}{10,738} = 931,27 \text{ kN}$$

O limite de capacidade de carga da estaca T6 SD3 (nº12) estimado foi de 931,27 kN. O ensaio dinâmico irá permitir verificar se este valor se encontra perto

dos valores atingidos.

- Estaca T5 SD4 (nº 17)

A estaca T5 SD4 também foi ensaiada em duas etapas pelo que, os valores obtidos encontram-se reunidos na tabela 13.

Tabela 14: Resultados do ensaio estático à estaca T5 SD4 (nº17).

| Teste de Carga Estático - Estaca CMC | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|------|-------|----------|--------------|--------|--------|--------|----------------------------|--------------|-------|--------|-------|---------|--------|
| Obra: "LATIN Shopping Center" - Poznań | | | | | | | | | | | | | | | |
| Data: 11/06/2014 | STATIC LOAD TEST REORT - DIAL GAUGES READINGS | | | | | | | | | Comprimento: | | 7,70 m | | | |
| | | | | | | | | | | Diâmetro: | | 360 mm | | | |
| Load Steps: | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | | | | |
| [bar]: | | 0 | 80 | 180 | 260 | 360 | 300 | 260 | 180 | 80 | 1 | | | | |
| [kN]: | | 0 | 162 | 365 | 527 | 729 | 608 | 527 | 365 | 162 | 0 | | | | |
| Estaca nº SD4 | | | | | | | | | | | | | | | |
| No | bar | kN | Time | Duration | Gauge/Sensor | | | | Settlement/Subsidence [mm] | | | | | Average | Total |
| | | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 | | | |
| 1 | 40 | 0 | 17:52 | 0 | 47,63 | 0,00 | -0,01 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 80 | 162 | 18:03 | 10 | 47,63 | 0,00 | -0,01 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 3 | 120 | 365 | 18:24 | 20 | 47,08 | -0,56 | -0,64 | -0,60 | 0,55 | 0,56 | 0,63 | 0,61 | 0,59 | 0,59 | 0,59 |
| 4 | 180 | 527 | 18:55 | 30 | 45,23 | -2,43 | -2,53 | -2,46 | 2,40 | 2,43 | 2,52 | 2,47 | 2,46 | 3,04 | 3,04 |
| 5 | 220 | 729 | 19:56 | 1 | 38,30 | -9,38 | -9,64 | -9,45 | 9,33 | 9,38 | 9,63 | 9,46 | 9,45 | 12,49 | 12,49 |
| 6 | 260 | 527 | 19:57 | 1 | 38,61 | -9,07 | -9,32 | -8,13 | 9,02 | 9,07 | 9,31 | 8,14 | 8,89 | 21,38 | 21,38 |
| 7 | 300 | 365 | 20:07 | 10 | 39,16 | -8,50 | -8,73 | -8,61 | 8,47 | 8,50 | 8,72 | 8,62 | 8,58 | 29,96 | 29,96 |
| 8 | 360 | 162 | 20:17 | 10 | 40,06 | -7,58 | -7,78 | -7,68 | 7,57 | 7,58 | 7,77 | 7,69 | 7,65 | 37,61 | 37,61 |
| 9 | 40 | 0 | 20:27 | 10 | 41,10 | -6,55 | -6,63 | -6,58 | 6,53 | 6,55 | 6,62 | 6,59 | 6,57 | 44,18 | 44,18 |
| 10 | 80 | 0 | 20:31 | 4 | 41,10 | 0,00 | -0,01 | 0,00 | 6,53 | 6,55 | 6,62 | 6,60 | 6,58 | 50,76 | 50,76 |
| 11 | 120 | 162 | 20:32 | 1 | 40,85 | -0,24 | -0,29 | -0,28 | 6,78 | 6,79 | 6,90 | 6,88 | 6,84 | 57,59 | 57,59 |
| 12 | 180 | 365 | 20:53 | 20 | 40,15 | -0,98 | -1,05 | -1,00 | 7,48 | 7,53 | 7,66 | 7,60 | 7,57 | 65,16 | 65,16 |
| 13 | 220 | 527 | 21:14 | 20 | 39,32 | -1,82 | -1,92 | -1,83 | 8,31 | 8,37 | 8,53 | 8,43 | 8,41 | 73,57 | 73,57 |
| 14 | 260 | 729 | 21:55 | 40 | 37,14 | -4,04 | -4,19 | -4,05 | 10,49 | 10,59 | 10,80 | 10,65 | 10,63 | 84,20 | 84,20 |
| 15 | 300 | 770 | 22:36 | 40 | 35,83 | -5,35 | -5,52 | -5,37 | 11,80 | 11,90 | 12,13 | 11,97 | 11,95 | 96,15 | 96,15 |
| 16 | 360 | 891 | 23:27 | 50 | 31,25 | -12,93 | -13,29 | -13,01 | 16,38 | 19,48 | 19,90 | 19,61 | 18,84 | 115,00 | 115,00 |
| 17 | 380 | 972 | 00:27 | 60 | 16,93 | -24,30 | -24,89 | -24,44 | 30,70 | 30,85 | 31,50 | 31,04 | 31,02 | 146,02 | 146,02 |
| 18 | 440 | 1013 | 00:30 | 3 | 11,25 | -29,95 | -30,67 | -30,11 | 36,38 | 36,50 | 37,28 | 36,71 | 36,72 | 182,74 | 182,74 |
| | | | | | | | | | | | | | | 182,74 | |

Nota: Os valores indicados a azul foram obtidos após a alteração dos sensores.

Após alcançar o valor de 700 kN foi efetuada a descarga conforme o previsto pelo projeto e realizado novo carregamento. Apesar de não ter sido alcançado o valor estipulado a de 1050 kN a estaca não atingiu a rutura aos 1013 kN. No entanto verifica-se um aumento substancial do assentamento a partir do aumento de carga nº 16 pelo que, se decidiu interromper o ensaio atingido o valor de carga igual a 1013 kN. Na figura 58 encontra-se uma representação gráfica de todo o ensaio com as fases de carga e descarga. O assentamento máximo verificado foi de 182,74 mm.

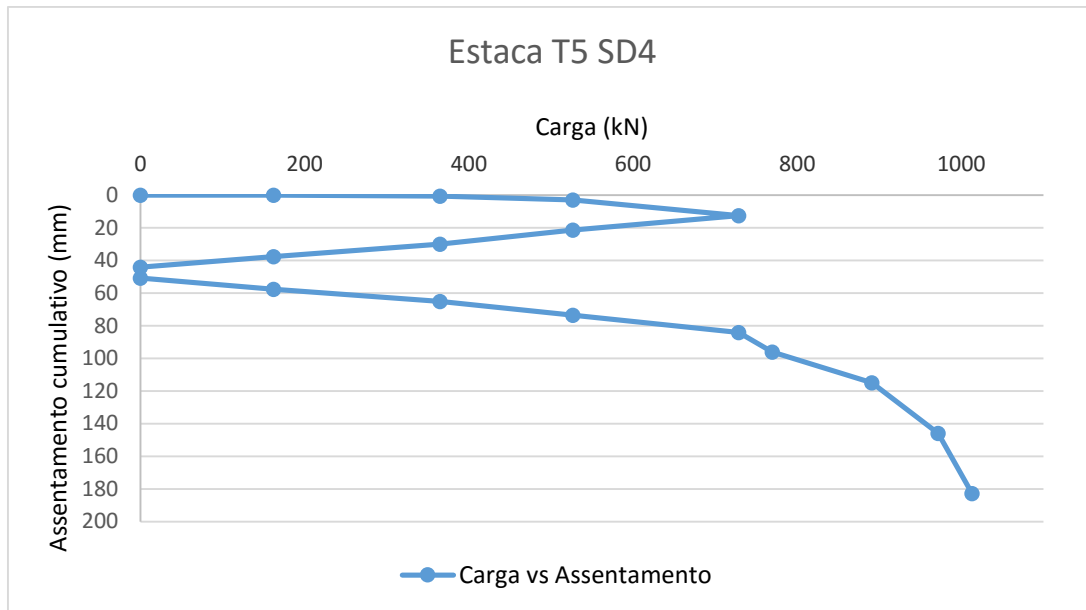


Figura 58: Gráfico Carga vs Assentamento da estaca T5 SD4.

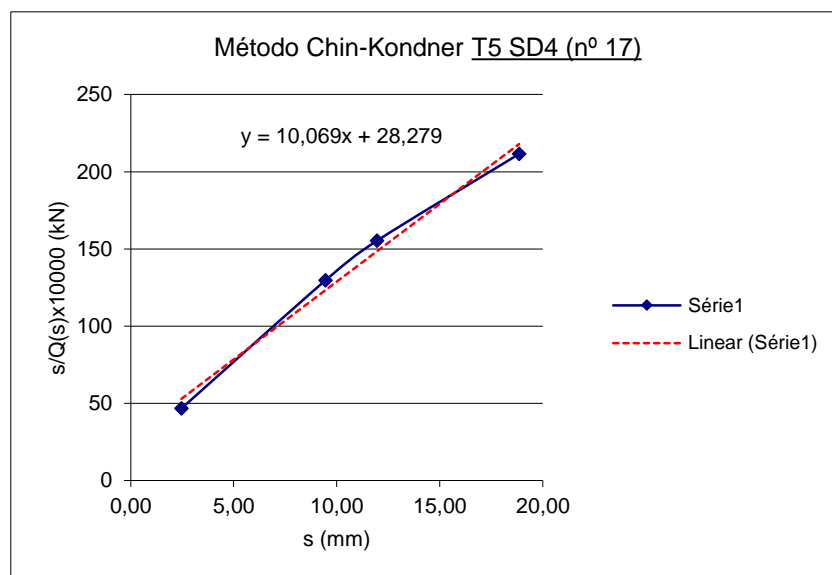


Figura 59: O método *Chin-Kondner* aplicado aos dados da estaca T5 SD4 (nº17).

O método *Chin-Kondner* (figura 59) permitiu obter o seguinte valor para a carga

$$Q_{ult} = \frac{1}{10,069} = 993,15 \text{ kN}$$

No âmbito do ensaio de carga efetuado a estimativa do limite de capacidade de carga da estaca T5 SD4 (Nº17) foi de 993,15 kN, sendo

estaca T8 SD1 (Nº2), onde se verificaram danos no topo da estaca no final do ensaio estático, é superior à capacidade de carga limite de 619 kN obtida pelo método CASE e CAPWAP®, sendo à partida suficiente, em termos de suporte de carga. A capacidade das estacas também se mostrou suficiente em termos de conjunto de estacas. As estacas apresentaram um assentamento relativamente pequeno não excedendo os 10 mm, mas sem estabilização o que levou ao cálculo da capacidade das estacas pelo método de Chin-Kondner.

Realizada de acordo com o documento *b)* a análise dos resultados mostra que, omitindo o ensaio cancelado devido à rotura da estaca (T8 SD1), é possível determinar com base nos coeficientes de correlação dos estudos teóricos que a capacidade resistente da estaca é: $N_t = 730,769 = 730 \text{ kN}$.

Tendo em conta o diâmetro das estacas e analisando os dados obtidos verifica-se que as estacas que tem um diâmetro de 360 mm apresentam uma capacidade de carga equivalente ou superior relativamente às estacas com diâmetro de 400 mm (com um comprimento semelhante).

A capacidade de carga das estacas determina assim a possibilidade de operar com estacas mais profundas, estando apenas limitado à potência da máquina e o diâmetro da broca. Por conseguinte, recomendou-se a utilização de uma broca com um diâmetro de 360 mm e a aplicação de parâmetros de perfuração comparáveis aos utilizados na aplicação das estacas do ensaio de carga.

Caso de Obra 2: Fundação para a reconstrução de uma ponte em Drobrzyca

O segundo caso de estudo realizado a 18 de setembro de 2014 é referente a um ensaio de carga estático efetuado em estacas do tipo CFA com Ø 400 mm de diâmetro e 8,5 m de comprimento, integradas no projeto de reconstrução de uma ponte da empresa Inżynieryjnego Chrobok SA. Neste local, situado em Dobrzyca existia uma represa destinada a desviar água para abastecimento e irrigação dos terrenos envolventes.

No relatório da obra, encontra-se uma breve referência descritiva da disposição das camadas do solo: no topo encontramos solo não consolidado (até profundidade de 2,30 m); seguidamente é descrita a presença de uma camada de lodo não-consolidado (até que profundidade de 2,60 m); posteriormente verifica-se um material classificado como areia de granulometria média (até profundidade de 3,20 m) seguida de um solo franco-arenoso (até a profundidade de 6,00 m) alternado com um solo arenoso de granulometria média e areno argiloso (até a profundidade de 9,20 m).

O equipamento de carga e medição foi fornecido pela empresa responsável pela aplicação das estacas sendo o ensaio estático realizado na estaca marcada como PP1 (nº11) com comprimento igual a 8,5 m. Para a realização da avaliação dos resultados obtidos foram utilizados os seguintes documentos:

- a) O estudo da carga a aplicar nas estacas CFA para a fundação da ponte realizado pela empresa PPI CHROBOK S.A. agosto de 2014.
- b) Informações sobre o equipamento: PPI CHROBOK S.A.
- c) Norma polaca PN-83/B-02482 fundações de edifícios.

Para a execução de ensaio de carga estática foi selecionada uma estaca que se apresentava em perfeitas condições para a realização do ensaio.

A capacidade de carga máxima calculada (Q_r) para uma estaca, de acordo com informações contidas no ponto a), não deve exceder o valor: $Q_r = 370$ kN sendo que para este cálculo não foi tida em consideração a hipótese de existir atrito negativo. De acordo com o mesmo documento a resistência de uma estaca (N_t) quando sujeita à carga aplicada não deve ser menor que a carga máxima calculada, ou seja, $N_t \geq Q_r$.

Segundo o documento a) a carga máxima a aplicar durante o ensaio deve ser:

$$Q_{max} = 1,5 \times (N_t + T^n) \text{ onde,} \quad (\text{equação 10})$$

Q_{max} – Carga máxima a aplicar

N_t – Resistência da estaca

T^n – Atrito negativo

1,5 – Coeficiente parcial para estados limite últimos

O valor da resistência é calculado, segundo os documentos acima referidos, através da fórmula:

$$N_t = Q_r / m, \quad (\text{equação 11})$$

$$N_t = \frac{370}{0.9} = 411 \text{ kN}$$

m - Fator de correção tendo em conta o número de estacas ($n \geq 3$ - $m=0,9$)

Sabendo que $T^n = 0 \text{ kN}$ temos,

$$Q_{max} = 1,5 \times 411,0 = 616,5 \text{ kN}$$

Assim, de acordo com a norma PN-83/B-02482, pretende-se com o ensaio atingir o valor de 616,5 kN. No decurso de estudos foi atingida a carga máxima prevista, sendo o valor máximo igual a 620 kN.

A realização do ensaio de carga à estaca n.º 11 foi, em geral, compatível com as premissas do projeto a) e as exigências da PN-83 / B-02482. A carga solicitada no ensaio foi aplicada com um macaco hidráulico de características conhecidas e calibradas. O ensaio foi realizado a uma temperatura de aproximadamente 20 °C. A pressão do óleo no cilindro foi ajustada por uma bomba elétrica de modo a garantir a imobilidade da estaca durante a aplicação das cargas.

Seguindo as orientações da norma do ponto c) o ensaio de carga foi executado da seguinte forma:

- O plano de carga adotado consistiu na aplicação de carregamentos sucessivos que variaram de 1/12 até 1/8 vezes o valor de N_t onde o valor usado foi de 26 kN;
- Os deslocamentos verticais sofridos pela estaca durante o ensaio

(medida em 3 pontos através de extensómetros) foram medidos imediatamente após e a cada 10 minutos subsequentes a cada incremento de carga;

- Após a obtenção do valor da capacidade de carga igual a 372 kN procedeu-se ao alívio da carga na estaca e foram efetuadas medidas de deformação elástica e resistência;
- A estaca foi novamente sujeita a carregamentos em patamares até atingir o Q_{max} assumido, seguido de descarga completa. Ao longo deste processo foram medidos os valores de deformação e resistência da estaca.

A análise dos dados obtidos em campo fornece informações importantes, tais como, curva carga vs. deslocamento, capacidade de carga da estaca, entre outras. Os valores obtidos ao longo do ensaio foram compilados na tabela seguinte (tabela 15).

Tabela 16: Dados relativos ao ensaio realizado.

| Teste de Carga Estático - Estaca CFA | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|-----|--|-------|----------------|--------------------|-------|-------|-----|----------------------------|------|--------------|-----|--------|---------|-------|
| OBRA: Projeto de reconstrução de uma ponte da empresa privada Inżynieryjnego Chrobok S.A. - DROBRZYCA | | | | | | | | | | | | | | | |
| Data: 18/09/2014 | | STATIC LOAD TEST REPORT - DIAL GAUGES READINGS | | | | | | | | | Comprimento: | | 8,5 m | | |
| | | | | | | | | | | | Diâmetro: | | 400 mm | | |
| Load Steps | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | | | |
| [bar]: | | | 26 | 53 | 80 | 106 | 131 | 156 | 181 | 206 | 231 | 256 | | | |
| [kN]: | | | 62 | 124 | 186 | 248 | 310 | 372 | 434 | 496 | 558 | 620 | | | |
| Estaca PP1 (nº 11) | | | | | | | | | | | | | | | |
| Nº | bar | kN | Time | Duration [min] | Gauge /Sensor [mm] | | | | Settlement/Subsidence [mm] | | | | | Average | Total |
| | | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 0 | 0 | 10:15 | 0 | 30,97 | 21,98 | 15,02 | | 0,00 | 0,00 | 0,00 | | 0,00 | 0,00 | |
| 2 | 26 | 62 | 10:15 | 0 | 30,67 | 21,67 | 14,75 | | 0,30 | 0,31 | 0,27 | | 0,29 | 0,29 | |
| 3 | 26 | 62 | 10:25 | 10 | 30,67 | 21,67 | 14,75 | | 0,30 | 0,31 | 0,27 | | 0,29 | 0,59 | |
| 4 | 53 | 124 | 10:25 | 0 | 30,52 | 21,51 | 14,61 | | 0,45 | 0,47 | 0,41 | | 0,44 | 1,03 | |
| 5 | 53 | 124 | 10:35 | 10 | 30,51 | 21,52 | 14,61 | | 0,46 | 0,46 | 0,41 | | 0,44 | 1,47 | |
| 6 | 80 | 186 | 10:35 | 0 | 30,35 | 21,37 | 14,47 | | 0,62 | 0,61 | 0,55 | | 0,59 | 2,07 | |
| 7 | 80 | 186 | 10:45 | 10 | 30,34 | 21,36 | 14,46 | | 0,63 | 0,62 | 0,56 | | 0,60 | 2,67 | |
| 8 | 106 | 248 | 10:45 | 0 | 30,14 | 21,16 | 14,17 | | 0,83 | 0,82 | 0,85 | | 0,83 | 3,50 | |
| 9 | 106 | 248 | 10:55 | 10 | 30,11 | 21,14 | 14,15 | | 0,86 | 0,84 | 0,87 | | 0,86 | 4,36 | |
| 10 | 131 | 310 | 10:55 | 0 | 29,87 | 20,88 | 13,91 | | 1,10 | 1,10 | 1,11 | | 1,10 | 5,46 | |
| 11 | 131 | 310 | 11:05 | 10 | 29,82 | 20,84 | 13,88 | | 1,15 | 1,14 | 1,14 | | 1,14 | 6,61 | |
| 12 | 156 | 372 | 11:05 | 0 | 29,36 | 20,39 | 13,37 | | 1,61 | 1,59 | 1,65 | | 1,62 | 8,22 | |
| 13 | 156 | 372 | 11:15 | 10 | 29,27 | 20,28 | 13,28 | | 1,70 | 1,70 | 1,74 | | 1,71 | 9,94 | |
| 14 | 156 | 372 | 11:25 | 20 | 29,24 | 20,25 | 13,26 | | 1,73 | 1,73 | 1,76 | | 1,74 | 11,68 | |
| 15 | 0 | 0 | 11:25 | 0 | 30,49 | 21,53 | 14,51 | | 0,48 | 0,45 | 0,51 | | 0,48 | 12,16 | |
| 16 | 0 | 0 | 11:35 | 10 | 30,64 | 21,66 | 14,63 | | 0,33 | 0,32 | 0,39 | | 0,35 | 12,50 | |
| 17 | 0 | 0 | 11:45 | 20 | 30,64 | 21,68 | 14,64 | | 0,33 | 0,30 | 0,38 | | 0,34 | 12,84 | |
| 18 | 181 | 434 | 11:45 | 0 | 28,73 | 19,95 | 13,00 | | 2,24 | 2,03 | 2,02 | | 2,10 | 14,94 | |
| 19 | 181 | 434 | 11:55 | 10 | 27,63 | 19,83 | 12,90 | | 3,34 | 2,15 | 2,12 | | 2,54 | 17,47 | |
| 20 | 181 | 434 | 12:05 | 20 | 27,60 | 19,78 | 12,86 | | 3,37 | 2,20 | 2,16 | | 2,58 | 20,05 | |
| 21 | 206 | 496 | 12:05 | 0 | 26,83 | 18,58 | 11,00 | | 4,14 | 3,40 | 4,02 | | 3,85 | 23,90 | |
| 22 | 206 | 496 | 12:15 | 10 | 26,35 | 17,21 | 10,46 | | 4,62 | 4,77 | 4,56 | | 4,65 | 28,55 | |
| 23 | 206 | 496 | 12:25 | 20 | 26,28 | 17,19 | 10,38 | | 4,69 | 4,79 | 4,64 | | 4,71 | 33,26 | |
| 24 | 206 | 496 | 12:35 | 30 | 26,26 | 17,14 | 10,34 | | 4,71 | 4,84 | 4,68 | | 4,74 | 38,00 | |
| 25 | 231 | 558 | 12:35 | 0 | 25,63 | 16,57 | 9,70 | | 5,34 | 5,41 | 5,32 | | 5,36 | 43,36 | |
| 26 | 231 | 558 | 12:45 | 10 | 25,24 | 16,15 | 9,28 | | 5,73 | 5,83 | 5,74 | | 5,77 | 49,13 | |
| 27 | 231 | 558 | 12:55 | 20 | 25,19 | 16,07 | 9,18 | | 5,78 | 5,91 | 5,84 | | 5,84 | 54,97 | |
| 28 | 231 | 558 | 13:05 | 30 | 25,14 | 16,01 | 9,14 | | 5,83 | 5,97 | 5,88 | | 5,89 | 60,86 | |
| 29 | 256 | 620 | 13:05 | 0 | 24,65 | 15,52 | 8,56 | | 6,32 | 6,46 | 6,46 | | 6,41 | 67,28 | |
| 30 | 256 | 620 | 13:15 | 10 | 24,12 | 15,02 | 8,04 | | 6,85 | 6,96 | 6,98 | | 6,93 | 74,21 | |
| 31 | 256 | 620 | 13:25 | 20 | 24,08 | 14,92 | 7,90 | | 6,89 | 7,06 | 7,12 | | 7,02 | 81,23 | |
| 32 | 256 | 620 | 13:35 | 30 | 23,87 | 14,77 | 7,68 | | 7,10 | 7,21 | 7,34 | | 7,22 | 88,45 | |
| 33 | 256 | 620 | 13:45 | 40 | 23,83 | 14,61 | 7,60 | | 7,14 | 7,37 | 7,42 | | 7,31 | 95,76 | |
| 34 | 256 | 620 | 13:55 | 50 | 23,80 | 14,56 | 7,55 | | 7,17 | 7,42 | 7,47 | | 7,35 | 103,11 | |
| 35 | 0 | 0 | 13:55 | 0 | 26,45 | 17,42 | 10,41 | | 4,52 | 4,56 | 4,61 | | 4,56 | 107,67 | |
| 36 | 0 | 0 | 14:05 | 10 | 27,28 | 17,95 | 10,59 | | 3,69 | 4,03 | 4,43 | | 4,05 | 111,72 | |
| 37 | 0 | 0 | 14:15 | 20 | 27,32 | 17,98 | 10,61 | | 3,65 | 4,00 | 4,41 | | 4,02 | 115,74 | |
| | | | | | | | | | | | | | 115,74 | | |

Os valores alcançados foram interpretados de acordo com a norma do ponto c). Seguidamente apresentam-se os gráficos resultantes do ensaio de carga estática. Com base na análise dos resultados do ensaio de carga e no gráfico elaborado a partir destes (tabela 13 e figura 60) verificou-se que a carga máxima teórica possível para sobrecarregar a estaca CFA foi de 620 kN (fornecimento de 50%). De acordo com o PN-83/B-02482 e os valores obtidos, a estaca é portanto caracterizada por apresentar uma grande capacidade de carga em relação à carga teórica esperada.

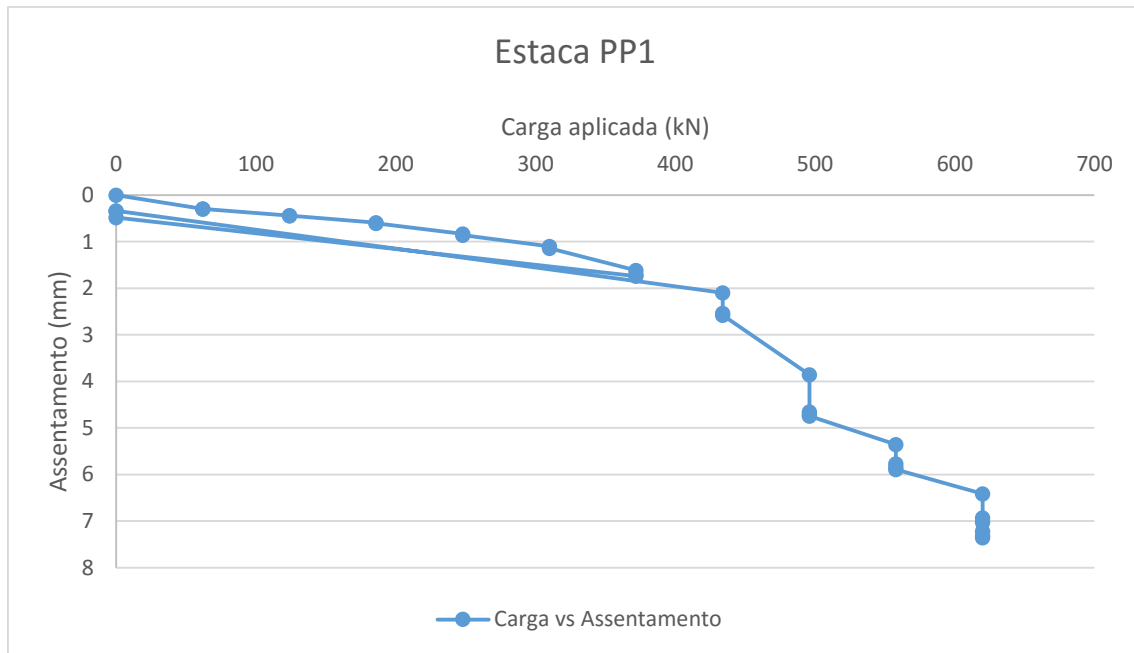


Figura 60: Resultados do ensaio de carga; Gráfico – Carga vs. Assentamento.

No âmbito do ensaio realizado não foi possível determinar a capacidade de carga de rotura devido à elevada capacidade de carga e ao baixo assentamento verificado.

É possível concluir que o ensaio realizado mostrou que as estacas do tipo CFA deste projeto apresentam capacidade de suportar cargas muito superiores à capacidade de carga máxima especificada nas informações do projeto (calculada pelo responsável no dimensionamento das estacas). Ressalte-se que as estacas apresentam ainda um assentamento relativamente pequeno.

Caso de Obra 3: Fundação para a construção de Viadutos em Głogów

Como referido anteriormente, o ensaio realizado na localidade de Głogów encontra-se inserido no “Programa de Modernização da Fundação de Cobre de Huta - Objeto 20: Viadutos Energia Elétrica”, realizada a pedido da empresa privada Engenharia Chrobok SA. O ensaio de carga estático foi efetuado numa estaca do tipo *Jet Grouting* com Ø 800 mm de diâmetro e 7 m de comprimento no dia 21 de outubro de 2014. A estaca foi testada após o tempo necessário para atingir resistência completa e a mobilização da resistência do solo.

O perfil geológico é constituído principalmente por um solo composto por areias médias compactadas e cascalho.

Os equipamentos de carga e medição foram facultados pela empresa contratante. O ensaio estático em causa foi realizado na estaca PP1 que se encontrava em perfeitas condições para a realização do ensaio. O comprimento normal das estacas construídas na obra é de 7,0 m.

Na avaliação dos resultados adquiridos foram utilizados os seguintes documentos:

- a) Relatório técnico para o ensaio de carga das estacas do projeto preparado por PPI Chrobok SA, em setembro de 2014;
- b) Informações sobre o equipamento: PPI CHROBOK S.A;
- c) Norma polaca PN-83 / B-02482 para fundações de edifícios.

A capacidade de carga máxima calculada (Q_r) para as estacas da fundação em causa, de acordo com informações contidas no relatório técnico, não deve exceder o valor: $Q_r = 1030$ kN. No cálculo da capacidade de carga de estacas não foi considerada a possibilidade de atrito negativo.

De acordo com a norma a) a resistência de uma estaca (N_t) quando sujeita à carga aplicada não deve ser menor que a carga máxima calculada, ou seja, $N_t \geq Q_r$.

Conforme os documentos a) e c) a carga máxima a aplicar no ensaio foi calculada da seguinte forma:

$$Q_{max} = 1,5 \times (N_t + T^n) \text{ onde,}$$

Q_{max} – Carga máxima a aplicar

N_t – Resistência da estaca

T^n – Atrito negativo

1,5 – Coeficiente parcial para estados limites últimos

O valor da resistência é calculado, segundo os documentos acima

referidos, através da fórmula:

$$N_t = Q_r / m,$$

Sabendo que m representa o fator de correção tendo em conta o número de estacas (para $n \geq 3$ - $m=0,9$) e substituindo as incógnitas na fórmula obtém-se,

$$N_t = 1030 / 0,9 = 1144 \text{ kN}$$

Assim, e considerando que $T^n = 0 \text{ kN}$ temos,

$$Q_{max} = 1,5 \times 1030 = 1717 \text{ kN}$$

Assim, de acordo com a norma PN-83/B-02482, pretende-se com o ensaio atingir o valor de 1717 kN. No decurso do estudo foi atingida a carga máxima prevista, sendo o valor máximo igual a 1720 kN.

O ensaio de carga à estaca PP1 foi realizado de acordo com as exigências do projeto a) e da PN-83 / B-02482 c). A carga solicitada no ensaio foi aplicada com um macaco hidráulico de características conhecidas e calibradas. O ensaio foi realizado a uma temperatura de aproximadamente 10°C. A pressão do óleo no macaco hidráulico foi ajustada por uma bomba elétrica de modo a garantir a imobilidade da estaca durante a aplicação das cargas.

As diretrizes da norma do ponto c) foram seguidas no ensaio de carga da seguinte maneira:

- O plano de carga adotado consistiu na aplicação de patamares de carga ligeiramente superiores a $1/8 \cdot N_t$, adotando o valor de 172 kN;
- A subsidência da estaca durante o ensaio (obtida em 3 pontos através de extensómetros) foi medida imediatamente após e a cada 10 minutos subsequentes a cada incremento de carga;
- Após o valor da capacidade de carga atingir o Q_{max} procedeu-se ao alívio da carga na estaca e foram efetuadas medidas de deformação elástica e resistência;
- A estaca foi novamente sujeita a carregamentos em patamares até atingir o Q_{max} assumido, seguido de descarga completa. Ao longo deste

processo foram medidos os valores de deformação e resistência da estaca.

Os resultados foram interpretados de acordo com a norma do ponto c). Com base na análise dos resultados dos ensaios de carga (tabela 16) foi possível elaborar um gráfico de Carga aplicada vs. Assentamento (figura 61) de forma a realizar uma interpretação mais fácil e intuitiva dos mesmos. Assim, verificou-se que a carga máxima calculada para as estacas do tipo *Jet Grouting* é de 1720 kN.

Tabela 17: Dados relativos ao ensaio realizado.

| Ensaio de Carga Estático - Estaca Jet grouting | | | | | | | | | | | | | |
|--|-----|--|-------|----------|--------------|-------|-------|----------------------------|------|------|---------|-------|--|
| Projeto : "Programa de Modernização da Fundação de Cobre de Huta" - GŁOGÓW | | | | | | | | | | | | | |
| Data: 21/10/2014 | | STATIC LOAD TEST REPORT - DIAL GAUGES READINGS | | | | | | | | | | | |
| Load Steps: | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | | |
| [bar]: | | 39 | 78 | 118 | 153 | 187 | 222 | 257 | 292 | 327 | 361 | | |
| [kN]: | | 172 | 344 | 516 | 688 | 860 | 1032 | 1204 | 1376 | 1548 | 1720 | | |
| Estaca PP1 | | | | | | | | | | | | | |
| No | bar | kN | Time | Duration | Gauge/Sensor | | | Settlement/Subsidence (mm) | | | | | |
| | | | | | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 | Average | Total | |
| 1 | 0 | 0 | 09:05 | 0 | 67,88 | 71,41 | 50,98 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | |
| 2 | 39 | 172 | 09:05 | 0 | 67,49 | 71,14 | 50,94 | 0,39 | 0,27 | 0,04 | 0,23 | 0,23 | |
| 3 | 39 | 172 | 09:15 | 10 | 67,49 | 71,14 | 50,94 | 0,39 | 0,27 | 0,04 | 0,23 | 0,47 | |
| 4 | 78 | 344 | 09:15 | 0 | 67,29 | 70,91 | 50,77 | 0,59 | 0,50 | 0,21 | 0,43 | 0,90 | |
| 5 | 78 | 344 | 09:25 | 10 | 67,27 | 70,90 | 50,77 | 0,61 | 0,51 | 0,21 | 0,44 | 1,34 | |
| 6 | 118 | 516 | 09:25 | 0 | 67,07 | 70,72 | 50,61 | 0,81 | 0,69 | 0,37 | 0,62 | 1,97 | |
| 7 | 118 | 516 | 09:35 | 10 | 67,03 | 70,69 | 50,60 | 0,85 | 0,72 | 0,38 | 0,65 | 2,62 | |
| 8 | 153 | 688 | 09:35 | 0 | 66,89 | 70,59 | 50,46 | 0,99 | 0,82 | 0,52 | 0,78 | 3,39 | |
| 9 | 153 | 688 | 09:45 | 10 | 66,85 | 70,58 | 50,46 | 1,03 | 0,83 | 0,52 | 0,79 | 4,19 | |
| 10 | 187 | 860 | 09:45 | 0 | 66,60 | 70,43 | 50,29 | 1,28 | 0,98 | 0,69 | 0,98 | 5,17 | |
| 11 | 187 | 860 | 09:55 | 10 | 66,57 | 70,42 | 50,29 | 1,31 | 0,99 | 0,69 | 1,00 | 6,17 | |
| 12 | 222 | 1032 | 09:55 | 0 | 66,29 | 70,25 | 50,08 | 1,59 | 1,16 | 0,90 | 1,22 | 7,38 | |
| 13 | 222 | 1032 | 10:05 | 10 | 66,23 | 70,20 | 50,05 | 1,65 | 1,21 | 0,93 | 1,26 | 8,65 | |
| 14 | 0 | 0 | 10:05 | 0 | 67,70 | 71,31 | 50,86 | 0,18 | 0,10 | 0,12 | 0,13 | 8,78 | |
| 15 | 0 | 0 | 10:15 | 10 | 67,70 | 71,32 | 50,86 | 0,18 | 0,09 | 0,12 | 0,13 | 8,91 | |
| 16 | 257 | 1204 | 10:15 | 0 | 65,41 | 69,81 | 49,70 | 2,47 | 1,60 | 1,28 | 1,78 | 10,69 | |
| 17 | 257 | 1204 | 10:25 | 10 | 65,25 | 69,72 | 49,62 | 2,63 | 1,69 | 1,36 | 1,89 | 12,59 | |
| 18 | 257 | 1204 | 10:35 | 20 | 65,21 | 69,70 | 49,60 | 2,67 | 1,71 | 1,38 | 1,92 | 14,51 | |
| 19 | 292 | 1376 | 10:35 | 0 | 64,34 | 69,33 | 49,25 | 3,54 | 2,08 | 1,73 | 2,45 | 16,96 | |
| 20 | 292 | 1376 | 10:45 | 10 | 64,11 | 69,20 | 49,14 | 3,77 | 2,21 | 1,84 | 2,61 | 19,56 | |
| 21 | 292 | 1376 | 10:55 | 20 | 64,08 | 69,18 | 49,13 | 3,80 | 2,23 | 1,85 | 2,63 | 22,19 | |
| 22 | 327 | 1548 | 10:55 | 0 | 62,71 | 68,56 | 48,54 | 5,17 | 2,85 | 2,44 | 3,49 | 25,68 | |
| 23 | 327 | 1548 | 11:05 | 10 | 62,55 | 68,45 | 48,50 | 5,33 | 2,96 | 2,48 | 3,59 | 29,27 | |
| 24 | 327 | 1548 | 11:15 | 20 | 62,52 | 68,43 | 48,49 | 5,36 | 2,98 | 2,49 | 3,61 | 32,88 | |
| 25 | 361 | 1720 | 11:15 | 0 | 61,77 | 68,14 | 48,08 | 6,11 | 3,27 | 2,90 | 4,09 | 36,97 | |
| 26 | 361 | 1720 | 11:25 | 10 | 61,51 | 68,02 | 47,94 | 6,37 | 3,39 | 3,04 | 4,27 | 41,24 | |
| 27 | 361 | 1720 | 11:35 | 20 | 61,45 | 67,99 | 47,89 | 6,43 | 3,42 | 3,09 | 4,31 | 45,55 | |
| 28 | 0 | 0 | 11:35 | 0 | 63,90 | 70,07 | 49,77 | 3,98 | 1,34 | 1,21 | 2,18 | 47,73 | |
| 29 | 0 | 0 | 11:45 | 10 | 63,91 | 70,08 | 49,77 | 3,97 | 1,33 | 1,21 | 2,17 | 49,90 | |
| | | | | | | | | Assentamento médio = | | | | 1,72 | |

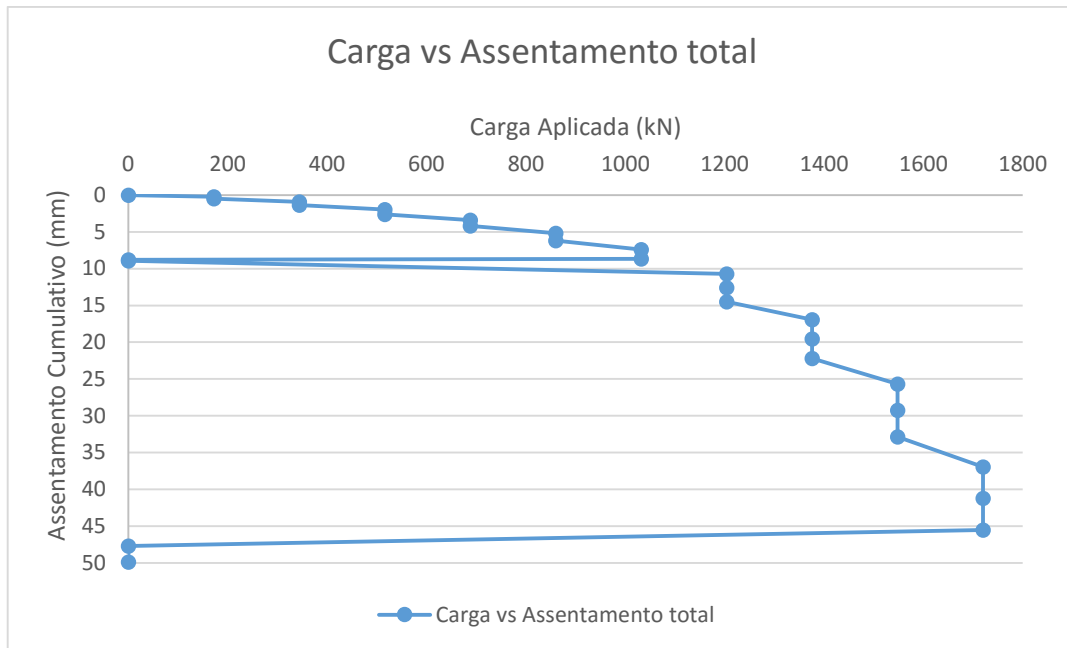


Figura 61: Gráfico representativo da carga aplicada versus a média cumulativa dos assentamentos registados no ensaio em causa.

De acordo com a norma PN-83/B-02482, a estaca é, por conseguinte, caracterizada por apresentar uma capacidade de carga elevada e com grande margem em relação à carga máxima calculada. Deve-se ressaltar que a estaca demonstrou um assentamento relativamente pequeno. No âmbito do ensaio realizado não foi possível determinar a capacidade de carga de rotura devido à elevada capacidade de carga e ao baixo assentamento verificado.

6.7.2. Ensaio de Integridade (Bogatynia; Oława; Żerniki)

Caso de Obra 4: Fundação para a construção de reservatórios de uma central elétrica em Bogatynia

O caso em estudo pretendia a análise da continuidade de estacas pertencentes às fundações de reservatórios de uma central elétrica em Bogatynia. O estudo surgiu no âmbito do contrato executado pela empresa KELLER POLÓNIA Sp., Especialistas em Tecnologias de Fundação.

Em geral, no perfil geológico deste local pode ser encontrado (a partir do

topo para a base): solo orgânico não consolidado, solo argiloso não consolidado e solo arenoso com nível freático elevado.

Pretende-se a realização de ensaios de integridade e a análise dos resultados de modo a avaliar a continuidade de cinco estacas com Ø 630 mm de diâmetro e 12,5 m de comprimento classificadas como estacas B15 segundo a norma referida.

A base técnica para a execução dos ensaios baseou-se nos seguintes documentos:

- Informações sobre a tecnologia utilizada na construção das estacas feitas por KELLER POLÓNIA Sp.
- PIT COLLECTOR – Manual, outubro de 2005. Dynamics Piles, Inc.
- PIT-W™ Manual. *Software* de ensaios de integridade. Versão 2003.
- Norma ASTM D5882-07 (2013): *“Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations”*.

O ensaio foi executado 10 dias após a betonagem. Foram testadas 5 estacas onde, para cada uma, foram realizados 6 golpes com o martelo para obtenção do sinal. O valor da velocidade de onda assumido foi igual a 3400 m/s. Para todas as estacas devido ao diâmetro, foi necessário amplificar o sinal. Os ensaios foram realizados na presença do responsável pela obra. O anexo IV mostra os resultados obtidos para a velocidade da onda registada em função do tempo.

Os resultados mostram que o comprimento das estacas é de cerca de 12,5 m com uma imprecisão na ordem dos 1,0 - 1,5 mm, devido à fraca qualidade do topo da estaca, que deve ser alisada.

Para todos os gráficos obtidos foi possível observar uma clara reflexão do sinal a partir da base da estaca, indicando que, as estacas testadas não apresentavam sinais de qualquer tipo de descontinuidades ou defeito.

Os gráficos obtidos neste caso de estudo podem ser considerados

gráficos modelo para ensaios de integridade (Anexo IV).

Caso de Obra 5: Fundação para a construção de um centro comercial Oława

Em Oława pretendia-se testar a continuidade de estacas do tipo CFA e OMEGA com Ø400 mm de diâmetro usadas na fundação de um centro comercial.

A área está localizada dentro do vale do rio Oława podendo o perfil geológico ser caracterizado como solo composto por (a partir do topo para a base): areia média e areia média compactada com algumas camadas de solo orgânico (turfa) a uma profundidade de 3-4 m; à profundidade de 5-6m, encontram-se sedimentos fluviais, argilas, areia e solo coeso na parte inferior (6-7 m).

Em termos geotécnicos, a obra diz respeito a uma fundação para uma galeria/centro-comercial onde foram testados e analisados estacas do tipo CFA – OMEGA com Ø 400 mm de diâmetro e 8 m de comprimento. O betão presente nas estacas está classificado como C25/30 (B30).

Nesta obra pretende-se realizar ensaios de integridade para verificar o comprimento pretendido e possíveis danos nas estacas. Este local em particular foi analisado por duas vezes: a primeira vez, três meses após a instalação das estacas e a segunda vez, 3 semanas após o reforço das estacas (com micro estacas) que apresentavam resultados insatisfatórios. Assim, foram inicialmente realizados ensaios em 104 estacas e posteriormente, devido ao facto de algumas estacas apresentarem registos desfavoráveis, foram testadas 36 das 104 estacas (cerca de 35%). Seguidamente apresenta-se o resumo dos dois ensaios de modo a comparar os resultados iniciais e os resultados após o melhoramento das estacas.

A base técnica para a execução dos ensaios baseou-se nos seguintes documentos:

- a) Mapa com a localização das estacas disponibilizado pela empresa (Anexo

VII).

- b) PIT COLLECTOR – Manual, outubro de 2005. Dynamics Piles, Inc.
- c) PIT-W™ Manual. *Software* de ensaios de integridade. Versão 2003.
- d) Norma ASTM D5882-07 (2013) “*Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations*”.

Os estudos de campo foram realizados após o tempo necessário para atingir a resistência do betão (cerca de 3 meses após a colocação).

Na realização dos ensaios foi assumida uma velocidade de onda igual a 3800 m/s e o sinal amplificado 20 vezes. Para cada uma das estacas a analisar realizaram-se 6 golpes com o martelo para obtenção do sinal. Nos casos em que o sinal foi inconclusivo, o estudo foi repetido com o acelerómetro num local diferente. Os ensaios foram realizados na presença de um responsável pela obra.

Tanto na primeira como na segunda intervenção os dados permitiram concluir que, regra geral, o comprimento das estacas encontra-se entre os 7,50 m e os 8,00 m com uma imprecisão de cerca de 300 - 400 mm provavelmente associada a fatores como o alisamento da cabeça da estaca e a aplicação do ensaio.

Na primeira intervenção (Anexo V), realizada 3 meses após a instalação das estacas nos solo, a maioria dos gráficos apresentam uma clara reflexão do sinal a partir da base da estaca (como por exemplo o nº 13, 15, 16 e 17). Isto indica que, na maioria das estacas testadas é possível confirmar a ausência de descontinuidades ou defeitos na estaca. Algumas estacas como a estaca 2, 14 e 26, exibem um sinal distorcido podendo estar relacionado com possível descontinuidades (fraturas). As estacas nº 50, 80 e 97 apresentam um sinal claro de descontinuidade pois a reflexão da onda é muito inferior ao comprimento expectado para a estaca ou simplesmente não se verifica reflexão.

Muitas estacas (como por exemplo as estacas nº 1, 4, 5, 6, 8, entre

outras) mostram um sinal claro de reflexão a partir da base mas sem uma propagação clara, o que provavelmente é causado pela dispersão do sinal desde o início do ensaio. Este facto deve estar relacionado com uma diferente mistura do betão e do solo nativo no topo da estaca, não permitindo assim uma correta propagação do sinal. Devido a dificuldades na obtenção de sinais válidos em alguns ensaios foram realizados 2-3 vezes em diferentes zonas do topo da estaca. Em praticamente todos os casos, os resultados foram coerentes entre si.

Na segunda intervenção (Anexo VI), realizada após os trabalhos de reparação, os ensaios incidiram sobre estacas cujos registos foram "duvidosos" e algumas estacas com registos considerados bons e portanto aceitáveis (usados como referência).

As análises dos resultados sugerem a necessidade de substituição de algumas estacas (50, 80 e 97) e a reparação ou reforço de estacas onde foram recolhidos sinais com qualidade reduzida. A Figura 62, é exemplificativa de sinais recolhidos que apresentaram qualidade reduzida das estacas.

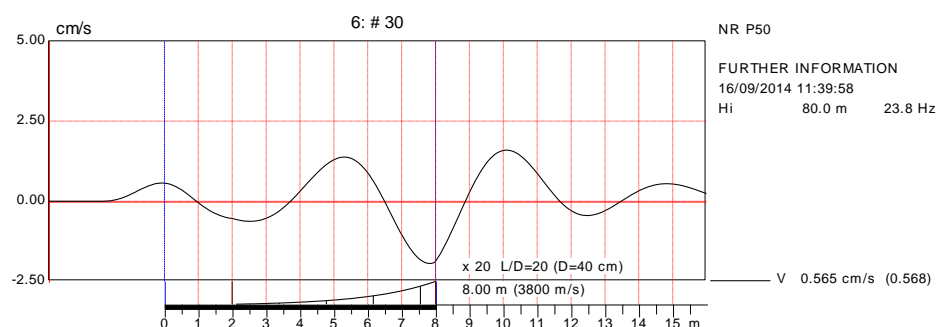


Figura 62: Gráfico exemplificativo de um sinal com má reflexão da onda.

Devido às terraplanagens e ao estado avançado em que a obra se encontra devem ser utilizadas micro estacas de injeção para se proceder a uma rápida e eficiente reparação/reforço.

Para o melhoramento da fundação devem ser incluídas, no mínimo, micro estacas nas imediações das 3 estacas acima referidas. É também aconselhada a implantação de micro estacas adicionais em áreas onde a qualidade das estacas não foi confirmada devido à difusão do sinal no topo das mesmas, mais

concretamente nas estacas de 1 a 9 e nas estacas 26, 29, 31, 65, 69, 73, 75, 77, 78, 84, 86, 90, 91, 93, 95, 101 e 104.

Após a análise dos resultados a empresa iniciou um programa de recuperação às 29 estacas.

Caso de Obra 6: Fundação para a construção de barreiras acústicas Żerniki

Żerniki está localizada nos arredores da cidade de Wrocław onde, de uma forma geral se encontram solos com sedimentos fluviais, argilas e areias.

Em termos geotécnicos a fundação em estudo servirá de suporte para a construção de painéis acústicos em Żerniki Wrocławskich, integrados no projeto de construção da empresa TECH-INŻYNIERIA – Tomasz Chudzik, Usługi Transportowo Budowlane.

Pretende-se a realização de ensaios de integridade em estacas de betão armado do tipo CFA com Ø 600 mm de diâmetro e 3 m de comprimento para avaliar a sua continuidade e garantir o comprimento requerido. Os ensaios foram efetuados em 10 estacas escolhidas aleatoriamente.

Para a execução dos ensaios foram tidos em consideração os seguintes documentos:

- a) PIT COLLECTOR – Manual, de outubro de 2005. Dynamics Piles, Inc.
- b) PIT-WTM Manual. *Software* de ensaios de integridade. Versão 2003.
- c) Norma ASTM D5882-07 (2013) “*Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations*”.

Os ensaios de campo foram realizados 15 dias após a introdução do betão. Nestes casos a experiência mostra que a velocidade de propagação da onda em estacas B15 - B20 de betão é de cerca de 3500-3700 m/s. Esta suposição pode resultar em pequenas imprecisões no que diz respeito ao comprimento predefinido (até 4% do comprimento estimado). No entanto, este facto não provoca qualquer alteração na avaliação da continuidade da estaca.

Assim, foi assumida uma velocidade de onda igual a 3500-3700 m/s e o sinal amplificado 2 vezes. Para cada uma das estacas a analisar realizaram-se 6 golpes com o martelo para obtenção do sinal. Os ensaios foram realizados na presença de um responsável pela obra.

O estudo permitiu examinar o comprimento das estacas, apresentando-se com valores iguais a 3,40 m ou 4,40 m. A estes valores estão associadas imprecisões de 100 a 150 mm que podem ser causadas por fatores intrínsecos à estaca em análise, fatores de precisão da tecnologia de implementação das estacas do tipo CFA ou ainda devido à precisão do método que permite estimar a velocidade. Em todos os gráficos (anexo VIII) é observada uma clara reflexão do sinal a partir da base das estacas testadas, indicando que estas não apresentam descontinuidades.

CAPÍTULO 7: **CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Apresentam-se de seguida as conclusões e as considerações finais resultantes do estudo realizado cujo principal objetivo foi a compreensão de técnicas de análise da integridade e capacidade das fundações envolvendo estacas de diferentes diâmetros, comprimentos e, tecnologias de execução em diferentes contextos geológicos/geotectónicos. Como complemento de estudo, foram ainda realizadas técnicas de caracterização e classificação geotécnica de solos.

A partir dos resultados obtidos podemos sintetizar as seguintes conclusões:

Integridade das estacas:

- A integridade de uma estaca é obtida através da avaliação qualitativa das dimensões físicas da continuidade e do estado do material da estaca após solidificação. Assim, sendo as estacas uma parte fundamental na edificação e construção de estruturas, verificou-se de extrema importância a utilização de técnicas capazes de analisar estas as características, de modo a confirmar se os parâmetros calculados foram alcançados.
- A utilização de técnicas de análise de integridade das estacas apresentam informações complementares para o estudo geotécnico servindo sobretudo para a fase de confirmação dos parâmetros e características exigidas pelo projeto.
- Neste sentido, o ensaio de integridade (PIT) permite obter informações relativas à integridade das estacas, à existência ou não de deformações, a sua geometria e comprimento utilizando programa específicos como o PIT-W™ - *Software for PDI's Pile Integrity Tester*. Através deste programa foi possível obter gráficos com o registo da propagação do sinal e avaliar a integridade e continuidade.

- Nos casos de obra estudados referentes à integridade, foi possível comprovar a rapidez e baixo custo de execução. No entanto, apresentou imprecisões na análise do comprimento entre 0,30 e 400 mm provavelmente associadas a fatores como o alisamento da cabeça da estaca e à experiência do operador na execução do ensaio.
- O caso de obra 1 inclui um ensaio de continuidade de 5 estacas onde foi possível determinar o comprimento total de cada uma e concluir que todas as estacas se apresentavam em perfeitas condições, servindo este caso como um exemplo modelo.
- O segundo caso envolveu uma dupla análise das estacas uma vez que algumas das 104 estacas analisadas numa primeira intervenção apresentaram resultados insatisfatórios. As intervenções efetuadas permitiram a criação de um projeto de melhoramento dos solos envolventes, principalmente junto às estacas que apresentaram defeitos e problemas de integridade. A solução encontrada passou pela instalação de micro estacas. Os defeitos verificados podem estar relacionados com a variação geológica da zona, no entanto uma análise prévia das características geológicas do local da obra poderiam ter beneficiado e reduzido custos de avaliação e melhoramento dos solos.
- No ensaio realizado caso de obra 3 foi possível examinar o comprimento das estacas, apresentando-se com valores iguais a 3,40 m ou 4,40 m. Em todos os gráficos é observada a reflexão do sinal a partir da base das estacas o que indica a não existência de descontinuidades.

Capacidade das estacas:

- A capacidade das estacas relaciona-se com a carga aplicada pelo edifício durante o tempo de vida útil da estrutura. As fundações devem ser capazes de suportar as cargas exigidas no projeto de forma a transmitir toda a carga equitativamente. Deste modo, é fundamental a realização de ensaios às fundações capazes de fornecer informações sobre a capacidade de carga das mesmas.
- Analisando os métodos de obtenção da capacidade de estaca utilizados

(estático e dinâmico) verificou-se que estes ensaios permitem obter informações de elevada importância e confiabilidade sendo complementares em termos de informação. A realização de um tipo de ensaio não rejeita a execução de outro distinto.

- Estas técnicas mostram-se muito úteis no fornecimento de informações relativas à capacidade de carga de uma estaca ou conjunto de estacas.
- Foram estudados 3 casos de obra onde foram aplicados ensaios estáticos e dinâmicos para determinação de carga máxima admissível para estacas do tipo CMC, CFA e Jet Grouting.
- No primeiro caso de obra foram realizados ensaios estáticos e dinâmicos a 4 estacas do tipo CMC. No caso dos ensaios estáticos, durante o ensaio nenhuma das estacas alcançou a estabilização do assentamento quanto atingida a carga máxima teórica. Este facto permitiu a determinação da capacidade de carga limite através do método *Chin-Kondner* e a interpretação dos resultados dos ensaios de acordo com PN-EN 1997-1.
- O único ensaio dinâmico foi realizado neste caso e analisado pelo método de CASE e CAPWAP®.
- A carga última calculada pelo método de *Chin-Kondner* apresentou-se sempre inferior à carga obtida no ensaio de carga dinâmico pelo método de CASE e CAPWAP®.
- O método de extrapolação de Chin-Kondner, utilizado para inferir sobre a capacidade de carga limite no caso de obra 1 verificou-se essencial e bastante satisfatório para todas as estacas analisadas. Assim, conclui-se que este método de análise é relativamente fiável e possível de ser utilizado como complemento de análise, evitando assim a realização de tantos ensaios e reduzindo os gastos associados aos ensaios de DLT e SLT.
- Nos casos de obra 2 e 3 foram estudadas estacas do tipo CFA e Jet Grouting respetivamente. No primeiro caso a carga máxima não ultrapassou os 620 kN enquanto que, no caso de obra 3, foi atingida a carga de 1548 kN.
- Conclui-se assim que a escolha da estaca está dependente da dimensão estrutural do edifício. Assumindo que as condições geotectónicas são

idênticas para os três casos, as estacas do tipo Jet Grouting mostram-se mais eficientes para cargas maiores enquanto que as do tipo CMC e CFA são suficientes para suportar cargas de valor mais baixo.

- Os assentamentos relativamente pequenos observados em todos os casos de estudo podem estar intimamente relacionados com a presença de condições geológicas muito idênticas considerando a composição do solo envolvido.
- Em suma os métodos de análise da integridade e capacidade das estacas apresentaram-se bastante confiáveis para a avaliação das características das estacas após a sua implementação no local. Contudo uma eventual análise e acompanhamento geológico mais profundo do local antes da execução dos trabalhos, pode ser vantajoso no que diz respeito ao tempo de execução dos trabalhos, e aos custos associados, na escolha das características das fundações envolvidas, evitando a necessidade de adotar medidas de melhoramento de solos em fases posteriores como se verificou em alguns casos de obra. O conhecimento prévio da geologia do local, o zonamento geotécnico e uma cartografia geológica de pormenor das áreas a aplicar a fundação é determinante para a compreensão e a análise do comportamento da estaca.

Amostragem de solo - Análise sedimentar dos solos:

- As amostras foram colhidas em duas localidades da Polónia a saber: Ul. Przyjaźni (Wrocław) e Sępa. As amostras colhidas em Wrocław representam diferentes níveis sedimentares em profundidades permitindo a realização de uma análise mineralógica em perfil do local.

Do ponto de vista sedimentar, os valores obtidos através das técnicas de análise da composição granulométrica (peneiração e difração laser), raios-X e densidade permitiram tecer considerações sobre as amostras colhidas:

- Os sedimentos presentes nos solos amostrados são compostos por mineiras de dimensão média entre areia e cascalho fino com quantidades muito reduzidas de partículas argilosas e siltosas. Em termos de

composição mineralogia o ensaio de raios-X detetou a presença de minerais de quartzo, feldspato, caulinite, calcite, ilite e moscovite.

- Atendendo à composição pouco argilosa e a existência de calcite leva a considerar a possibilidade de existir um cimento constituído por minerais de calcite e feldspato. As recentes glaciações que promoveram a modelação de grande parte dos rios e vales da Polónia podem estar na origem da formação destes solos.
- Proveniente do mesmo local de amostragem mas a profundidades diferentes, as amostras 1, 2, 3, 4 e 5 representam um perfil em profundidade de solos que alternam entre sedimentos com baixa matriz e muito maduros (submadura), sendo exemplo disso as amostras 3 e 5, e sedimentos com matriz mais elevada e sedimentos menos maduros (imatura) (amostras 2 e 4). Este facto é também comprovado pelo diâmetro médio das partículas que, para os sedimentos submaduros é elevado e para os sedimentos imaturos é baixo. Os sedimentos submaduros apresentam uma menor percentagem de matriz e uma maior seleção mineralógica (quartzo e feldspato). Os imaturos apresentam uma maior percentagem de argila (matriz) e baixa percentagem de material com dimensão areia. Esta alternância poderá corresponder a variações de meandros de afluentes do rio Odra, onde as amostras 3 e 5 poderão caracterizar antigos meandros e as amostras 2 e 4 antigas zonas de inundação.
- Sendo a caulinite um produto de alteração hidrotermal e a calcite um mineral depositado a partir de soluções cálcicas por processos de lixiviação podemos afirmar que este solo apresenta características mais ácidas e ambientes mais húmidos e quentes levando à formação de minerais argilosos. A presença de calcite é indicadora de material carbonatado na origem do sedimento podendo ser provenientes de zonas menos marginais com um ambiente de águas mais profundas.
- A inexistência da calcite-caulinite na composição mineralógica é indicativo de amostras com matriz composta normalmente por ilite e moscovite.

Amostragem de solo - Análise geotécnica dos solos:

- Para a análise geotécnica dos solos foi realizada através dos resultados obtidos na análise granulométrica, difração laser e raios-X, densidade de partículas, limites de consistência e classificação de solos (classificação unificada e classificação para fins rodoviários).
- Do ponto de vista geotécnico, os solos que apresentam reduzidas quantidades de partículas finas (inferior a 5%) sendo classificado como um solo granular com poucos finos. Esta reduzida percentagem de finos leva a que, os limites de liquidez e plasticidade sejam pouco representativos das características dos solos.
- Segundo a classificação unificada todos os solos são designados solos grossos com areias limpas onde o C_U e o C_C permitem classificar como areia mal graduada (SP).
- Segundo a classificação para fins rodoviários os solos são todos compostos por materiais granulares. A amostra 2 é classificada como A-2-7 (0) e portanto com comportamento regular a muito mau sendo constituída por seixos e areias siltosos ou argilosos. A amostra 4 é a única amostra correspondente ao grupo A-2-6 (0) mas que, em termo comportamentais e de constituição típica é igual ao grupo A-2-7 (0).
- Atendendo à mesma classificação os solos 1 e 6 são pertencentes ao grupo A-2 (0) com constituintes do tipo seixo e areia siltosos ou argilosos mas com um comportamento na camada sob o pavimento de excelente a muito bom.
- Os solos 3 e 5 foram classificados como A-1-b (0) e A-3 (0), respetivamente. No primeiro caso estamos perante um solo tipicamente constituído por materiais como calhau e areia (areia grosseira) com um comportamento excelente a bom e não plástica. No segundo caso um solo comum neste tipo de categoria corresponde a uma areia fina com um comportamento na camada sob o pavimento de excelente a bom também não plástica.

Em termos geológicos seria interessante desenvolver uma análise mais aprofundada no que diz respeito à origem sedimentar das partículas realizando uma análise petrológica e petrográfica às amostras colhidas permitindo uma interpretação direcionada para a origem e a génese dos sedimentos que compõem os solos.

Relativamente à geotecnia seria interessante comparar os dados aqui apresentados com dados de outros locais da Polónia e até mesmo da Europa na tentativa de criar bases de dados de ensaios considerando o enquadramento geológico e geotectónico. Poderia ser interessante uma amostragem aos solos do local da obra e a sua análise na tentativa de perceber se os problemas verificados relativamente aos assentamentos estão relacionados com os solos envolvidos.

REFERÊNCIAS

ALBERS, A. P. F., MELCHIADES, F. G., MACHADO, R., BALDO, J. B., & BOSCHI, A. O. (2002). Um método simples de caracterização de argilominerais por difração de raios X. *Cerâmica*, 48(305), pág. 34-37. Formato digital disponível em: www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0366-69132002000100008&lng=pt&tlng=pt. 10.1590/S0366-69132002000100008

ALLEN, T., (1997) *"Particle Size Measurement"*, 5ª Ed., London: Chapman e Hall, 1997.

ASTM D1143-81 (1989) *"Standard Method of Testing Piles under Static Axial Compressive Load"* ASTM International, West Conshohocken, PA, 1989

ASTM D1143/D1143M-07(2013) *"Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load"* ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013, DOI: 10.1520/D1143_D1143M; Formato digital disponível em www.astm.org

ASTM D2487-11 (2011), *"Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)"*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011, DOI: 10.1520/D2487-11; Formato digital disponível em www.astm.org

ASTM D4945-12 (2012) *"Standard test method for high-strain dynamic testing of deep foundations"* ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, DOI: 10.1520/D4945-12; Formato digital disponível em: www.astm.org

ASTM D5882-07 (2013), *"Standard test method for low strain impact integrity testing of deep foundations"*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013, DOI: 10.1520/D5882; Formato digital disponível em: www.astm.org

ASTM (1985). *"Axial Pile Loading Test, Suggested Method"*, Geotechnical Testing Journal, Vol.8, Ed.2.

BEUSELINCK, L., GOVERS, G., POESEN, J., DEGRAER, G., & FROYEN, L., (1998) “*Grain-size analysis by laser diffractometry: comparison with the sieve-pipette method*”, Catena, 32, pág.193 – 208.

BS EN 12716 (2001) “Execution of special geotechnical works —Jet grouting” CEN, Brussels

CARRETO, J. M. R. (1999). “*Jet Grouting: A Problemática do Dimensionamento e do Controlo de Qualidade.*” Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa

CLAYTON, R. O. & ARMANDO, L.M. J. (2007) “*Considerações sobre prova de carga em estruturas de concreto*” Ouro Preto – Brasil, Rev. Esc. Minas, Vol.60 N°1; ISSN 0370-4467; Formato digital disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/S0370-44672007000100005>

DADLEZ, R., MARCUS, S. & POKORSKI J. (2000) “*Mapa geológico da Polónia sem os depósitos cenozoicos 1:1 000 000*” Instituto Geológico - Varsóvia

DAS, B. M. (2011 e 2007) “*Principles of foundation engineering*” (7ª Ed.). Stamford, USA: Cengage Learning; P.535-634. ISBN-13: 978-0-495-66810-7; Formato digital disponível em <http://www.cengage.com/us/>

DIAS, J. A. 2004. A análise sedimentar e o conhecimento dos sistemas marinhos (Uma Introdução à Oceanografia Geológica). Universidade do Algarve, UAL, 84p. E-book disponível em: http://w3.ualg.pt/~jdias/JAD/eb_Sediment.html

LNEC E-196 (1966a): “Solos- Análise Granulométrica”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

FHWA (2000), “*Micropile Design and Construction Guidelines Implementation Manual*”, Armour, T., Groneck, P., Keeley, J., e Sharma, S., Report No. FHWA-SA-97-070; Formato digital disponível em: <http://www.ismicropiles.org/>

FHWA (2005), “*Micropile Design and Construction Reference Manual*” Sabatini. P.J, Burak T., Armour. T., Groneck P., e Kelley J., Report No. FHWA-

NHA— 039; Formato digital disponível em: <http://www.ismicropiles.org/>

FOLK, R. & WARD, W. (1957). “*A study in the significance of grain size parameters*” Journal of Sedimentary Research, 27(1), pp.3-26. Brazos River bar, Texas

FRANCISCO, R., (2007) “*Caracterização técnico-económica dos diferentes tipos de fundações profundas*” Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica De Lisboa, Instituto Superior Técnico

FRIEDMAN, G. & SANDERS, J. (1978). “*Principles of sedimentology.*” New York: Wiley.

GONZÁLEZ DE VALLEJO, L., FERRER, M., ORTUÑO L., & OTEO C., (2002). “*Ingeniería Geológica*” Pearson Education, Madrid, P. 304-309, ISBN: 84-205-3104-9

GUNARATNE, M. (2006) “The foundation engineering handbook.” Boca Raton, FL: CRC/Taylor & Francis, 2006; ISBN: 978-0-8493-1159-8

ISO 13320 (2009) “*Particle size analysis Laser diffraction methods --Parte 1: General principles*”, International Organization for Standardization, Genebra, Suíça

JILLAVENKATESA, A., DAPKUNAS, S. J., LUM L. H. & GOETZEL, G. C.: “*NIST Recommended Practice guide - Particle Size Characterization*” Special Publication 960-1, Washington, 2001; Formato digital disponível em: www.nist.gov/customcf/get_pdf.cfm?pub_id=850451

LIKINS, G. E. & RAUSCHE, F., (2000) “*Recent advances and proper use of PDI low strain pile integrity testing*” Proceedings of the sixth international conference on the application of stress-wave theory to piles 2000: São Paulo, Brasil; P.211-218; Formato digital disponível em: <http://pile.com/Reference/>

LNEC, (1966) “*Especificação E-195 – Solos: Preparação por via seca de*

amostras para ensaios de identificação” Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

LNEC, (1968) “*Especificação E-219 – Prospeção Geotécnica de terrenos: vocabulário*” Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC, (1971) “*Especificação E-240 – Solos: Classificação para fins rodoviários*” Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LUNARDI, P., (1997) “*Ground Improvement by means of jet-grouting*” – Ground improvement, Nº1, P-65-85 Universidade de Parma, Parma, Itália; Formato digital disponível em: http://www.rocksoil.com/pdf/116_r.pdf

MACHADO, R. (2008) “*Micro- estacas*”, Apresentação de aula do Mestrado integrado em Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, Lisboa

MATOS FERNANDES., (2006) “*Mecânica dos Solos: conceitos e princípios fundamentais*”, Vol.1, FEUP, ISBN: 972-7-52086-3, 978-9-727-52086-2

MENARD (S.D) “*Controlled Modulus Columns (CMC)*”, Revista de publicidade, Menard, Ground Improvement Specialists, Polónia

MOORES, E. M. & FAIRBRIDGE, R. W. (1997). “*Encyclopedia of European and Asian regional geology*”; Springer. P.604-611. ISBN: 0-412-74040-0.

NP-83 (1965) “*Norma portuguesa NP-83 Solos: Determinação da densidade das partículas*” IPQ, Instituto Português da Qualidade, Portugal

NP-84 (1965) “*Norma portuguesa NP-84 Solos: Determinação do teor em água*” IPQ, Instituto Português da Qualidade, Portugal

NP-143 (1969) “*Norma portuguesa NP-143: Solos: Determinação dos limites de consistência*” IPQ, Instituto Português da Qualidade, Portugal.

NP EN 1997-1 (2010) “*Norma portuguesa. Eurocódigo 7, Projecto geotécnico, parte 1: Regras gerais.*” IPQ, Instituto Português da Qualidade,

Portugal; P.71-91.

NP EN 933-1 (2000a) “*Norma portuguesa. Ensaaios Granulométricos – Método Peneiração*” IPQ, Instituto Português da Qualidade, Portugal

NUNES DA COSTA, C., (2006-2007) “*Disciplina de Fundamentos de Geotecnia Capítulo 2 – Introdução*”, Faculdade de Ciências e Tecnologia Departamento de Engenharia Civil

P. F. ALBERS, F. G. MELCHIADES, R. MACHADO, J. B. BALDO, & A. O. BOSCHI (2002) “*Um método simples de caracterização de argilominerais por difração de raios X*” Cerâmica 48 (305) Jan/Fev/Mar 2002; Formato digital disponível em: <http://www.scielo.br/pdf/ce/v48n305/a0848305.pdf>

PENTEADO, M. L. & BRITO, J., (2009) “*Técnicas actuais e inovadoras na monitorização e controlo de qualidade das estacas de betão*” REC - Revista Engenharia Civil - Universidade do Minho, nº34, P.51-71; Formato digital disponível em: http://www.civil.uminho.pt/revista/n34/pag_51-71.pdf

PEREIRA, C. S., (2005) “*Fundações*”, Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, Licenciatura em Engenharia Civil, Ed. Nº5, P.143-271 Instituto Superior Técnico, Lisboa

PEREIRA, J., SANTOS, J., CORREIA, A. & SIMÕES, T. (2009) “*Interpretação do ensaio de carga dinâmico em estacas através de análises tipo CAPWAP*”, – Congresso Nacional de Geotecnia, Prospeção e Caracterização de Maciços e Materiais Geotécnicos, Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2009. Vol.1 P. 240-241; Formato digital disponível em: <http://hdl.handle.net/1822/11067>

PERKO, H. (2009) “*Helical piles*”. P.207-214, Hoboken, N.J.: J. Wiley.

PIT (1998 and 2003) PIT-W® Manual – *Software for PDI's Pile Integrity Tester*. Pile Dynamics, USA.

PN-83/B-02482 (1983): “*Building Foundations. Pile capacity and driving foundation piles*”, Polónia

PN-EN 1997-1 (2008): *“Eurocode-7 “Geotechnical Desing. Part 1: General Principles”*, Polónia

PN-EN 12699-03 (2003): *“Execution of special geotechnical works - Pile displacement”*, Polónia

RAUSCHE. F., LINKS G. & SHEN REN KUNG., (1992) *“Pile integrity testing and analysis: Application of stress-wave theory to piles”*; Ata da Quarta Conferência Internacional sobre a Aplicação da teoria das ondas em estacas: Países Baixos; 613-617 ISBN: 9054100826; Formato digital disponível em: <http://pile.com/Reference/>

REDSTONE EXPLORATION SERVICES, SP. Z O.O. (S.D.) (Limited) Krakow, Poland; Acedido a 02/02/2015 pelo link: <http://redstone-exploration.com/country-profiles/poland/>

ROURE, F., ROCA, E. & SASSI, W., (1993) *“The Neogene evolution of the outer Carpathian flysch units (Poland, Ukraine and Romania): kinematics of a foreland/fold-and-thrust belt system”* Sedimentary Geology, Vol. 86, 1-2, P. 177 – 201.

RYBAK, J., (Comunicação pessoal)

SAMTANI, C. N., & NOWATZKI, E. A., (2006) *“Soils and Foundations: Reference Manual – Vol.1*, U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration, National Highway Institute, 2006

SANTOS, J. & MOTA, R. (2000) *“Controlo de qualidade de estacas”* curso FUNDEC sobre Execução de estacas, IST, Lisboa.

SILVA, F. A., & LIRA, H. L. (2006) *“Preparação e caracterização de membranas cerâmicas de cordierita”* Cerâmica [online], vol.52, n.324, pp. 276-282. ISSN 1678-4553; Formato digital disponível em: <http://www.dx.doi.org/10.1590/S0366-69132006000400011>

SOUSA, C. T., (2006) *“Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Horizontais”* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Dissertação de Mestrado, P.103-105, Porto

SOUSA P., (2011) *“Limite de liquidez – correlações e comparações entre os métodos de Fall cone e da concha de Casagrande”* Universidade Nova de Lisboa Faculdade de Ciências E Tecnologia Departamento de Ciências da Terra, P.7-42, Lisboa, Dissertação de Mestrado

SOUSA, A. J., (2012) *“Reabilitação e Reforço de Estruturas, Apresentação da Aula 18: Melhoramento e reforço de solos”*, Mestrado em Engenharia Civil, Instituto superior Técnico, 2011-2012

TOMLINSON, M. (1981) *“Pile design and construction practice”* (5ª Ed.) London. ISBN-13: 978-0415385824; Acedido a 30/012015

TURNER, M. J. (1997) *“Integrity testing in piling practice”* Construction Industry Research and Information Association; Londres, Taylor & Francis; ISBN: 0-203-96429-2; Formato digital disponível em: <http://worldcat.org/isbn/0860174735>

VARAKSIN, S., HAMIDI, B. & RACINAIS, J., (S.D.) *“The thin line between deep foundations and soil improvement”*, Chairman, ISSMGE TC211, Universidade de Curtin, Menard

VIEIRA, A. R. R. (2013). *“Avaliação da capacidade resistente última de estacas em compressão usando análises em tensão/deformação.”*- Dissertação; Faculdade de Ciências e Tecnologia; Universidade Nova de Lisboa - Engenharia Civil, 2013. P. 7-18; Formato digital disponível em: <http://hdl.handle.net/10362/8726>

ANEXOS

I. RESULTADOS DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA
– Método Peneiração

• Amostra 1

| | | |
|--|---|-------------------------|
| ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (E LNEC 196 - 1966) | UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL SECÇÃO DE GEOTECNIA | |
| DATA ____/____/____ | Amostra 1 | PROCESSO ____/____/____ |

| | |
|--|---|
| PESO TOTAL DA AMOSTRA PESO DO MATERIAL RETIDO NO PENEIRO nº 16 PESO DO MATERIAL PASSADO NO PENEIRO nº 16 PERCENTAGEM DE FINOS | $P_t \text{ (g)} = 206,84$ $P_1 \text{ (g)} = 23,54$ $P_2 = P_t - P_1 \text{ (g)} = 183,3$ $N_f \text{ (%) = } 88,6$ |
|--|---|

FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO Nº 16

| | | | |
|-------------------------------|-------|-------|-------|
| Nº do peneiro | 4 | 8 | 16 |
| Malha (mm) | 4,76 | 2,38 | 1,19 |
| Pêso do material retido (g) | 0,95 | 2,09 | 23,54 |
| % do material retido | 0,46 | 1,01 | 11,38 |
| % acumuladas (retidas) | 0,46 | 1,47 | 12,85 |
| % do material passado | 99,54 | 98,53 | 87,15 |

FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO Nº 10

| | | | | | | | | |
|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Nº do peneiro | 30 | 40 | 50 | 70 | 100 | 120 | 170 | 200 |
| Malha (mm) | 0,60 | 0,43 | 0,30 | 0,21 | 0,15 | 0,13 | 0,09 | 0,08 |
| Pêso do material retido (g) | 32,99 | 21,98 | 64,45 | 39,42 | 8,71 | 9,05 | 2,50 | 0,41 |
| % do material retido | 15,95 | 10,63 | 31,16 | 19,06 | 4,21 | 4,38 | 1,21 | 0,20 |
| % acumuladas (retidas) | 28,80 | 39,43 | 70,59 | 89,64 | 93,86 | 98,23 | 99,44 | 99,64 |
| % do material passado | 71,20 | 60,57 | 29,41 | 10,36 | 6,14 | 1,77 | 0,56 | 0,36 |

CURVA GRANULOMÉTRICA

MALHA DO PENEIRO EM mm

% DO MATERIAL RETIDO

| | | |
|----------|-----------|------------|
| ENSAIOU: | CALCULOU: | VERIFICOU: |
|----------|-----------|------------|

• **Amostra 2**

| | | |
|--|---|-------------------------|
| ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (E LNEC 196 - 1966) | UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL SECÇÃO DE GEOTECNIA | |
| DATA ____/____/____ | Amostra 2 | PROCESSO ____/____/____ |

| | |
|--|---|
| PESO TOTAL DA AMOSTRA PESO DO MATERIAL RETIDO NO PENEIRO nº 16 PESO DO MATERIAL PASSADO NO PENEIRO nº 16 PERCENTAGEM DE FINOS | $P_t \text{ (g)} = 141,46$ $P_1 \text{ (g)} = 9,72$ $P_2 = P_t - P_1 \text{ (g)} = 131,74$ $N_f \text{ (}\% \text{)} = 93,1$ |
|--|---|

FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO Nº 16

| | | | |
|-----------------------------|--------|-------|-------|
| Nº do peneiro | 4 | 8 | 16 |
| Malha (mm) | 4,76 | 2,38 | 1,19 |
| Peso do material retido (g) | 0,00 | 0,45 | 9,72 |
| % do material retido | 0,00 | 0,32 | 6,87 |
| % acumuladas (retidas) | 0,00 | 0,32 | 7,19 |
| % do material passado | 100,00 | 99,68 | 92,81 |

FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO Nº 10

| | | | | | | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Nº do peneiro | 30 | 40 | 50 | 70 | 100 | 120 | 170 | 200 |
| Malha (mm) | 0,60 | 0,43 | 0,30 | 0,21 | 0,15 | 0,13 | 0,09 | 0,08 |
| Peso do material retido (g) | 21,98 | 10,50 | 12,33 | 12,64 | 23,48 | 35,54 | 11,32 | 1,83 |
| % do material retido | 15,54 | 7,42 | 8,72 | 8,94 | 16,60 | 25,12 | 8,00 | 1,29 |
| % acumuladas (retidas) | 22,73 | 30,15 | 38,87 | 47,80 | 64,40 | 89,52 | 97,53 | 98,82 |
| % do material passado | 77,27 | 69,85 | 61,13 | 52,20 | 35,60 | 10,48 | 2,47 | 1,18 |

CURVA GRANULOMÉTRICA

The graph plots the percentage of material retained against the sieve size in millimeters on a semi-logarithmic scale. The x-axis (MALHA DO PENEIRO EM mm) ranges from 0.01 to 10 on a log scale. The y-axis (% DO MATERIAL RETIDO) ranges from 0 to 100 on a linear scale. The curve shows that 0% of the material is retained by sieves smaller than 0.075 mm. At 0.075 mm, the retention is 22.73%. It rises to 30.15% at 0.15 mm, 38.87% at 0.3 mm, 47.80% at 0.6 mm, 64.40% at 1.18 mm, 89.52% at 2.5 mm, and reaches 98.82% at 4.75 mm, remaining constant thereafter.

| Malha do Peneiro (mm) | % do Material Retido |
|-----------------------|----------------------|
| 0.075 | 22.73 |
| 0.15 | 30.15 |
| 0.3 | 38.87 |
| 0.6 | 47.80 |
| 1.18 | 64.40 |
| 2.5 | 89.52 |
| 4.75 | 98.82 |
| 7.5 | 98.82 |

| | | |
|----------|-----------|------------|
| ENSAIOU: | CALCULOU: | VERIFICOU: |
|----------|-----------|------------|

• **Amostra 3**

| | | |
|--|---|-------------------------|
| ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (E LNEC 196 - 1966) | UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL SECÇÃO DE GEOTECNIA | |
| DATA ____/____/____ | Amostra 3 | PROCESSO ____/____/____ |

| | |
|--|---|
| PESO TOTAL DA AMOSTRA PESO DO MATERIAL RETIDO NO PENEIRO nº 16 PESO DO MATERIAL PASSADO NO PENEIRO nº 16 PERCENTAGEM DE FINOS | Pt (g) = 80,19 P1 (g) = 20,42 P2 = Pt - P1 (g) = 59,77 N _f (%) = 74,5 |
|--|---|

FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO Nº 16

| | | | |
|-------------------------------|-------|-------|-------|
| Nº do peneiro | 4 | 8 | 16 |
| Malha (mm) | 4,76 | 2,38 | 1,19 |
| Pêso do material retido (g) | 0,15 | 2,13 | 20,42 |
| % do material retido | 0,19 | 2,66 | 25,46 |
| % acumuladas (retidas) | 0,19 | 2,84 | 28,31 |
| % do material passado | 99,81 | 97,16 | 71,69 |

FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO Nº 10

| | | | | | | | | |
|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Nº do peneiro | 30 | 40 | 50 | 70 | 100 | 120 | 170 | 200 |
| Malha (mm) | 0,60 | 0,43 | 0,30 | 0,21 | 0,15 | 0,13 | 0,09 | 0,08 |
| Pêso do material retido (g) | 31,23 | 10,54 | 7,64 | 4,07 | 1,66 | 1,06 | 0,80 | 0,25 |
| % do material retido | 38,95 | 13,14 | 9,53 | 5,08 | 2,07 | 1,32 | 1,00 | 0,31 |
| % acumuladas (retidas) | 67,25 | 80,40 | 89,92 | 95,00 | 97,07 | 98,39 | 99,39 | 99,70 |
| % do material passado | 32,75 | 19,60 | 10,08 | 5,00 | 2,93 | 1,61 | 0,61 | 0,30 |

CURVA GRANULOMÉTRICA

| | | |
|----------|-----------|------------|
| ENSAIOU: | CALCULOU: | VERIFICOU: |
|----------|-----------|------------|

• **Amostra 4**

| | | |
|--|---|-------------------------|
| ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (E LNEC 196 - 1966) | UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL SECÇÃO DE GEOTECNIA | |
| DATA ____/____/____ | Amostra 4 | PROCESSO ____/____/____ |

| | |
|---|-----------------------------|
| PESO TOTAL DA AMOSTRA | Pt (g) = 111,92 |
| PESO DO MATERIAL RETIDO NO PENEIRO nº 16 | P1 (g) = 4,73 |
| PESO DO MATERIAL PASSADO NO PENEIRO nº 16 | P2 = Pt - P1 (g) = 107,19 |
| PERCENTAGEM DE FINOS | N _f (%) = 95,8 |

FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO Nº 16

| | | | |
|-------------------------------|-------|-------|-------|
| Nº do peneiro | 4 | 8 | 16 |
| Malha (mm) | 4,76 | 2,38 | 1,19 |
| Pêso do material retido (g) | 0,33 | 0,49 | 4,73 |
| % do material retido | 0,29 | 0,44 | 4,23 |
| % acumuladas (retidas) | 0,29 | 0,73 | 4,96 |
| % do material passado | 99,71 | 99,27 | 95,04 |

FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO Nº 10

| | | | | | | | | |
|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Nº do peneiro | 30 | 40 | 50 | 70 | 100 | 120 | 170 | 200 |
| Malha (mm) | 0,60 | 0,43 | 0,30 | 0,21 | 0,15 | 0,13 | 0,09 | 0,08 |
| Pêso do material retido (g) | 14,50 | 8,83 | 16,03 | 31,48 | 14,26 | 15,60 | 4,08 | 0,33 |
| % do material retido | 12,96 | 7,89 | 14,32 | 28,13 | 12,74 | 13,94 | 3,65 | 0,29 |
| % acumuladas (retidas) | 17,91 | 25,80 | 40,13 | 68,25 | 81,00 | 94,93 | 98,58 | 98,87 |
| % do material passado | 82,09 | 74,20 | 59,87 | 31,75 | 19,00 | 5,07 | 1,42 | 1,13 |

CURVA GRANULOMÉTRICA

MALHA DO PENEIRO EM mm

% DO MATERIAL RETIDO

| | | |
|----------|-----------|------------|
| ENSAIOU: | CALCULOU: | VERIFICOU: |
|----------|-----------|------------|

• **Amostra 5**

| | | | |
|--|------------------|---|--|
| ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (E LNEC 196 - 1966) | | UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL SECÇÃO DE GEOTECNIA | |
| DATA ____/____/____ | Amostra 5 | PROCESSO ____/____/____ | |

| | |
|---|-----------------------------|
| PESO TOTAL DA AMOSTRA | Pt (g) = 183,88 |
| PESO DO MATERIAL RETIDO NO PENEIRO nº 16 | P1 (g) = 8,79 |
| PESO DO MATERIAL PASSADO NO PENEIRO nº 16 | P2 = Pt - P1 (g) = 175,09 |
| PERCENTAGEM DE FINOS | N _f (%) = 95,2 |

FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO Nº 16

| | | | |
|-------------------------------|-------|-------|-------|
| Nº do peneiro | 4 | 8 | 16 |
| Malha (mm) | 4,76 | 2,38 | 1,19 |
| Pêso do material retido (g) | 2,94 | 8,93 | 8,79 |
| % do material retido | 1,60 | 4,86 | 4,78 |
| % acumuladas (retidas) | 1,60 | 6,46 | 11,24 |
| % do material passado | 98,40 | 93,54 | 88,76 |

FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO Nº 10

| | | | | | | | | |
|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Nº do peneiro | 30 | 40 | 50 | 70 | 100 | 120 | 170 | 200 |
| Malha (mm) | 0,60 | 0,43 | 0,30 | 0,21 | 0,15 | 0,13 | 0,09 | 0,08 |
| Pêso do material retido (g) | 6,02 | 3,54 | 14,40 | 42,52 | 52,10 | 30,52 | 10,15 | 1,18 |
| % do material retido | 3,27 | 1,93 | 7,83 | 23,12 | 28,33 | 16,60 | 5,52 | 0,64 |
| % acumuladas (retidas) | 14,51 | 16,43 | 24,27 | 47,39 | 75,72 | 92,32 | 97,84 | 98,48 |
| % do material passado | 85,49 | 83,57 | 75,73 | 52,61 | 24,28 | 7,68 | 2,16 | 1,52 |

CURVA GRANULOMÉTRICA

MALHA DO PENEIRO EM mm

| | | |
|----------|-----------|------------|
| ENSAIOU: | CALCULOU: | VERIFICOU: |
|----------|-----------|------------|

• **Amostra 6**

| | | |
|--|---|-------------------------|
| ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (E LNEC 196 - 1966) | UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL SECÇÃO DE GEOTECNIA | |
| DATA ____/____/____ | Amostra 6 | PROCESSO ____/____/____ |

| | |
|---|-----------------------------|
| PESO TOTAL DA AMOSTRA | Pt (g) = 193,64 |
| PESO DO MATERIAL RETIDO NO PENEIRO nº 16 | P1 (g) = 30,43 |
| PESO DO MATERIAL PASSADO NO PENEIRO nº 16 | P2 = Pt - P1 (g) = 163,21 |
| PERCENTAGEM DE FINOS | N _f (%) = 84,3 |

FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO Nº 16

| | | | |
|-------------------------------|-------|-------|-------|
| Nº do peneiro | 4 | 8 | 16 |
| Malha (mm) | 4,76 | 2,38 | 1,19 |
| Pêso do material retido (g) | 0,74 | 15,30 | 30,43 |
| % do material retido | 0,38 | 7,90 | 15,71 |
| % acumuladas (retidas) | 0,38 | 8,28 | 24,00 |
| % do material passado | 99,62 | 91,72 | 76,00 |

FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO Nº 10

| | | | | | | | | |
|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Nº do peneiro | 30 | 40 | 50 | 70 | 100 | 120 | 170 | 200 |
| Malha (mm) | 0,60 | 0,43 | 0,30 | 0,21 | 0,15 | 0,13 | 0,09 | 0,08 |
| Pêso do material retido (g) | 20,28 | 7,87 | 9,14 | 12,06 | 17,86 | 50,82 | 21,28 | 3,21 |
| % do material retido | 10,47 | 4,06 | 4,72 | 6,23 | 9,22 | 26,24 | 10,99 | 1,66 |
| % acumuladas (retidas) | 34,47 | 38,54 | 43,26 | 49,48 | 58,71 | 84,95 | 95,94 | 97,60 |
| % do material passado | 65,53 | 61,46 | 56,74 | 50,52 | 41,29 | 15,05 | 4,06 | 2,40 |

CURVA GRANULOMÉTRICA

MALHA DO PENEIRO EM mm

| | | |
|----------|-----------|------------|
| ENSAIOU: | CALCULOU: | VERIFICOU: |
|----------|-----------|------------|

II. RESULTADOS DA ANÁLISE DE PARTÍCULAS

-Difração de raios-X

• **Amostra 1**

X'Pert Graphics & Identify

(searched) peak list: 1

IsabelFernandes

22-06-2015 15:40

Original scan: 2

Description of scan:

Date: 11-06-2015 16:27

Used wavelength:

K-Alpha1

K-Alpha1 wavelength (Å): 1,54056

K-Alpha2 wavelength (Å): 1,54439

K-Alpha2/K-Alpha1 intensity ratio : 0,50000

K-Alpha wavelength (Å): 1,54056

K-Beta wavelength (Å): 1.39222

Peak search parameter set:

As Measured Intensities

Set created:

19-06-2015 16:12

Peak positions defined by:

Minimum of 2nd derivative

Minimum peak tip width (°2Theta): 0,00

Minimum peak tip width (°2Theta): 1,00

Peak base width (°2Theta): 2,00

Minimum significance: 0,60

| d-spacing (Å) | Relative Intensity (%) | Angle (°2Theta) | Peak Height (counts/s) | Background (counts/s) | Tip Width (°2Theta) | Significance |
|------------------|------------------------------|--------------------|------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| 27,15565 | 0,69 | 3,25087 | 20,12 | 37,16 | 0,48000 | 0,99 |
| 9,96583 | 0,22 | 8,86587 | 6,49 | 15,98 | 0,24000 | 0,62 |
| 7,12352 | 0,34 | 12,41527 | 10,07 | 8,97 | 0,32000 | 1,12 |
| 6,47963 | 0,15 | 13,65460 | 4,42 | 8,42 | 0,12000 | 0,92 |
| 4,98802 | 0,13 | 17,76702 | 3,86 | 6,81 | 0,48000 | 1,23 |
| 4,45787 | 0,85 | 19,90027 | 24,87 | 8,59 | 0,16000 | 0,61 |
| 4,24092 | 19,39 | 20,92948 | 569,42 | 9,83 | 0,10000 | 6,35 |
| 4,00727 | 0,84 | 22,16481 | 24,60 | 11,31 | 0,12000 | 2,03 |
| 3,92505 | 0,33 | 22,63520 | 9,75 | 11,87 | 0,16000 | 0,91 |
| 3,46254 | 0,27 | 25,70727 | 7,96 | 12,75 | 0,48000 | 1,25 |
| 3,33764 | 100,00 | 26,68666 | 2936,44 | 11,90 | 0,14000 | 29,77 |
| 3,23818 | 3,64 | 27,52222 | 106,96 | 11,17 | 0,12000 | 2,20 |
| 3,18602 | 1,17 | 27,98190 | 34,30 | 10,77 | 0,12000 | 0,71 |
| 3,02793 | 1,02 | 29,47507 | 29,91 | 9,47 | 0,08000 | 0,91 |
| 2,92796 | 0,60 | 30,50550 | 17,73 | 8,58 | 0,12000 | 1,34 |
| 2,88434 | 0,82 | 30,97834 | 24,13 | 8,17 | 0,12000 | 1,44 |
| 2,78648 | 0,21 | 32,09513 | 6,17 | 7,20 | 0,24000 | 0,68 |
| 2,72009 | 0,29 | 32,90045 | 8,58 | 6,85 | 0,20000 | 1,05 |
| 2,58897 | 0,43 | 34,61792 | 12,67 | 6,91 | 0,20000 | 0,64 |
| 2,56999 | 0,48 | 34,88167 | 13,95 | 6,91 | 0,64000 | 1,31 |
| 2,48973 | 0,50 | 36,04408 | 14,74 | 6,95 | 0,12000 | 0,60 |
| 2,45721 | 7,99 | 36,53787 | 234,72 | 6,97 | 0,08000 | 2,42 |
| 2,41939 | 0,25 | 37,12976 | 7,46 | 6,98 | 0,24000 | 1,01 |
| 2,28191 | 6,41 | 39,45645 | 188,28 | 7,06 | 0,08000 | 1,86 |
| 2,23668 | 3,12 | 40,28852 | 91,68 | 7,08 | 0,08000 | 1,45 |
| 2,16099 | 0,94 | 41,76444 | 27,71 | 7,13 | 0,10000 | 1,05 |
| 2,12825 | 5,57 | 42,43775 | 163,61 | 7,15 | 0,06000 | 1,12 |

X'Pert Graphics & Identify
(searched) peak list: 1

IsabelFernandes
22-06-2015 15:40

| d-spacing (Å) | Relative Intensity (%) | Angle (°2Theta) | Peak Height (counts/s) | Background (counts/s) | Tip Width (°2Theta) | Significance |
|------------------|------------------------------|--------------------|------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| 1,97988 | 2,62 | 45,79127 | 76,94 | 6,41 | 0,10000 | 1,74 |
| 1,90983 | 0,27 | 47,57224 | 7,93 | 5,95 | 0,24000 | 0,73 |
| 1,86757 | 0,14 | 48,71763 | 4,11 | 5,84 | 0,48000 | 0,63 |
| 1,81837 | 10,53 | 50,12552 | 309,26 | 5,71 | 0,10000 | 5,21 |
| 1,81326 | 5,11 | 50,27653 | 150,13 | 5,69 | 0,06000 | 0,73 |
| 1,74162 | 0,13 | 52,49863 | 3,91 | 5,60 | 0,16000 | 0,63 |
| 1,67174 | 3,67 | 54,87285 | 107,69 | 5,64 | 0,08000 | 1,14 |
| 1,66744 | 1,82 | 55,02666 | 53,32 | 5,64 | 0,06000 | 0,78 |
| 1,65903 | 1,63 | 55,32917 | 47,73 | 5,64 | 0,12000 | 1,99 |
| 1,63407 | 0,31 | 56,24894 | 9,16 | 5,66 | 0,24000 | 1,07 |
| 1,60133 | 0,20 | 57,50484 | 5,83 | 5,68 | 0,32000 | 1,20 |
| 1,54146 | 6,89 | 59,96135 | 202,41 | 5,82 | 0,08000 | 2,42 |
| 1,53754 | 2,53 | 60,13013 | 74,15 | 5,83 | 0,10000 | 1,68 |
| 1,50051 | 0,22 | 61,77369 | 6,39 | 5,94 | 0,64000 | 0,76 |
| 1,45334 | 1,38 | 64,01168 | 40,66 | 6,08 | 0,08000 | 0,63 |
| 1,41928 | 0,53 | 65,73905 | 15,48 | 6,20 | 0,08000 | 0,60 |
| 1,38235 | 3,86 | 67,72819 | 113,43 | 6,42 | 0,12000 | 3,05 |
| 1,37490 | 5,16 | 68,14546 | 151,57 | 6,48 | 0,10000 | 2,26 |
| 1,37174 | 4,84 | 68,32410 | 142,05 | 6,50 | 0,08000 | 1,36 |
| 1,29685 | 0,25 | 72,87742 | 7,21 | 5,67 | 0,24000 | 0,68 |

• Amostra 2

X'Pert Graphics & Identify
(searched) peak list: 2

IsabelFernandes
29-06-2015 14:15

Original scan: 5 Date: 25-06-2015 14:42
Description of scan:
Used wavelength: K-Alpha1
K-Alpha1 wavelength (Å): 1,54056
K-Alpha2 wavelength (Å): 1,54439
K-Alpha2/K-Alpha1 intensity ratio : 0,50000
K-Alpha wavelength (Å): 1,54056
K-Beta wavelength (Å): 1,39222

Peak search parameter set: As Measured Intensities

Set created: 19-06-2015 16:12
Peak positions defined by: Minimum of 2nd derivative
Minimum peak tip width (°2Theta): 0,00
Minimum peak tip width (°2Theta): 1,00
Peak base width (°2Theta): 2,00
Minimum significance: 0,60

| d-spacing (Å) | Relative Intensity (%) | Angle (°2Theta) | Peak Height (counts/s) | Background (counts/s) | Tip Width (°2Theta) | Significance |
|------------------|------------------------------|--------------------|---------------------------|--------------------------|------------------------|--------------|
| 14,84036 | 0,64 | 5,95048 | 10,06 | 34,94 | 0,48000 | 0,96 |
| 10,03125 | 0,78 | 8,80793 | 12,16 | 18,93 | 0,16000 | 0,66 |
| 8,47380 | 1,17 | 10,43093 | 18,41 | 12,71 | 0,06000 | 1,54 |
| 7,20463 | 0,59 | 12,27497 | 9,32 | 11,38 | 0,40000 | 1,34 |
| 4,97963 | 0,69 | 17,79718 | 10,89 | 7,78 | 0,16000 | 0,85 |
| 4,47188 | 1,77 | 19,83730 | 27,76 | 8,17 | 0,32000 | 1,41 |
| 4,24997 | 24,77 | 20,88440 | 388,49 | 8,38 | 0,10000 | 5,28 |
| 4,02780 | 1,80 | 22,05042 | 28,30 | 8,60 | 0,06000 | 0,62 |
| 3,76811 | 1,21 | 23,59119 | 18,95 | 8,90 | 0,10000 | 0,75 |
| 3,43140 | 28,31 | 25,94461 | 443,95 | 9,36 | 0,08000 | 4,40 |
| 3,34356 | 100,00 | 26,63853 | 1568,34 | 9,49 | 0,14000 | 20,44 |
| 3,28763 | 3,15 | 27,10033 | 49,46 | 9,58 | 0,08000 | 0,76 |
| 3,18307 | 2,93 | 28,00837 | 45,96 | 9,76 | 0,20000 | 1,39 |
| 2,98028 | 0,70 | 29,95733 | 11,00 | 10,14 | 0,24000 | 0,68 |
| 2,93508 | 1,09 | 30,42969 | 17,02 | 10,23 | 0,12000 | 0,88 |
| 2,55989 | 1,77 | 35,02370 | 27,71 | 7,85 | 0,16000 | 1,61 |
| 2,45957 | 9,85 | 36,50158 | 154,49 | 8,45 | 0,08000 | 1,72 |
| 2,39100 | 0,61 | 37,58699 | 9,58 | 8,90 | 0,32000 | 1,03 |
| 2,28436 | 8,00 | 39,41248 | 125,51 | 9,64 | 0,08000 | 1,56 |
| 2,23855 | 5,04 | 40,25350 | 79,00 | 9,98 | 0,10000 | 2,02 |
| 2,13055 | 4,84 | 42,38972 | 75,99 | 10,86 | 0,12000 | 2,47 |
| 1,98072 | 4,87 | 45,77082 | 76,33 | 7,78 | 0,08000 | 1,04 |
| 1,97589 | 2,45 | 45,88901 | 38,49 | 7,71 | 0,04000 | 0,73 |
| 1,93061 | 0,23 | 47,02928 | 3,54 | 7,25 | 0,40000 | 0,80 |
| 1,88314 | 0,31 | 48,28905 | 4,83 | 7,09 | 0,06000 | 0,99 |
| 1,81927 | 13,25 | 50,09885 | 207,75 | 6,86 | 0,08000 | 1,77 |
| 1,81356 | 5,70 | 50,26762 | 89,40 | 6,84 | 0,06000 | 1,48 |

(searched) peak list: 2

29-06-2015 14:15

| d-spacing (Å) | Relative Intensity (%) | Angle (°2Theta) | Peak Height (counts/s) | Background (counts/s) | Tip Width (°2Theta) | Significance |
|------------------|------------------------------|--------------------|---------------------------|--------------------------|------------------------|--------------|
| 1,67301 | 3,82 | 54,82799 | 59,89 | 8,75 | 0,10000 | 1,53 |
| 1,65993 | 2,73 | 55,29671 | 42,81 | 8,75 | 0,06000 | 1,40 |
| 1,54224 | 8,43 | 59,92784 | 132,14 | 7,25 | 0,10000 | 2,35 |
| 1,53831 | 5,86 | 60,09665 | 91,95 | 7,25 | 0,06000 | 0,61 |
| 1,49782 | 0,73 | 61,89708 | 11,49 | 7,20 | 0,48000 | 0,66 |
| 1,45321 | 1,57 | 64,01804 | 24,61 | 7,18 | 0,12000 | 1,11 |
| 1,42761 | 0,58 | 65,30729 | 9,07 | 7,25 | 0,06000 | 0,75 |
| 1,38232 | 4,70 | 67,72987 | 73,69 | 7,37 | 0,12000 | 2,12 |
| 1,37544 | 10,13 | 68,11508 | 158,87 | 7,39 | 0,08000 | 1,71 |
| 1,37178 | 8,06 | 68,32173 | 126,47 | 7,40 | 0,08000 | 1,07 |
| 1,28868 | 2,00 | 73,41482 | 31,43 | 8,40 | 0,10000 | 0,87 |

Philips Analytical Page

• **Amostra 3**

X'Pert Graphics & Identify
(searched) peak list: 3

IsabelFernandes
22-06-2015 15:41

Original scan: 2

Date: 12-06-2015 09:10

Description of scan:

Used wavelength: K-Alpha1

K-Alpha1 wavelength (Å): 1,54056

K-Alpha2 wavelength (Å): 1,54439

K-Alpha2/K-Alpha1 intensity ratio : 0,50000

K-Alpha wavelength (Å): 1,54056

K-Beta wavelength (Å): 1,39222

Peak search parameter set: **As Measured Intensities**
Set created: 19-06-2015 16:12
Peak positions defined by: Minimum of 2nd derivative
Minimum peak tip width (°2Theta): 0,00
Minimum peak tip width (°2Theta): 1,00
Peak base width (°2Theta): 2,00
Minimum significance: 0,60

| d-spacing (Å) | Relative Intensity (%) | Angle (°2Theta) | Peak Height (counts/s) | Background (counts/s) | Tip Width (°2Theta) | Significance |
|------------------|------------------------------|--------------------|------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| 20,41643 | 0,11 | 4,32439 | 3,86 | 36,50 | 0,24000 | 0,61 |
| 8,11440 | 0,02 | 10,89430 | 0,58 | 10,08 | 0,20000 | 0,61 |
| 7,15093 | 0,09 | 12,36750 | 3,20 | 8,92 | 0,20000 | 0,63 |
| 6,42902 | 0,10 | 13,76261 | 3,50 | 7,83 | 0,40000 | 1,17 |
| 5,83895 | 0,18 | 15,16123 | 6,28 | 6,72 | 0,28000 | 1,26 |
| 4,95874 | 0,14 | 17,87277 | 5,03 | 6,09 | 0,24000 | 0,72 |
| 4,22756 | 24,34 | 20,99638 | 854,90 | 7,67 | 0,10000 | 9,00 |
| 4,01351 | 0,78 | 22,12990 | 27,55 | 7,54 | 0,16000 | 2,19 |
| 3,74727 | 0,37 | 23,72432 | 13,10 | 7,36 | 0,16000 | 0,66 |
| 3,63342 | 0,25 | 24,47901 | 8,89 | 7,27 | 0,48000 | 0,88 |
| 3,45215 | 0,48 | 25,78597 | 17,00 | 7,13 | 0,12000 | 0,77 |
| 3,32884 | 100,00 | 26,75854 | 3512,90 | 7,02 | 0,14000 | 31,99 |
| 3,23590 | 3,60 | 27,54197 | 126,36 | 6,93 | 0,10000 | 2,32 |
| 3,18437 | 3,69 | 27,99668 | 129,76 | 6,88 | 0,10000 | 2,17 |
| 2,90150 | 0,36 | 30,79050 | 12,50 | 6,56 | 0,12000 | 0,63 |
| 2,76831 | 0,12 | 32,31151 | 4,12 | 6,39 | 0,32000 | 0,75 |
| 2,57696 | 0,92 | 34,78429 | 32,35 | 6,14 | 0,08000 | 0,77 |
| 2,45673 | 9,47 | 36,54520 | 332,67 | 5,99 | 0,08000 | 2,88 |
| 2,37673 | 0,09 | 37,82121 | 3,07 | 5,87 | 0,28000 | 0,75 |
| 2,28200 | 6,60 | 39,45487 | 231,94 | 5,73 | 0,08000 | 2,41 |
| 2,27545 | 3,47 | 39,57317 | 121,97 | 5,72 | 0,06000 | 0,66 |

| | | | | | | |
|---------|------|----------|--------|------|---------|------|
| 2,23672 | 3,54 | 40,28786 | 124,44 | 5,66 | 0,06000 | 0,72 |
| 2,23004 | 1,51 | 40,41370 | 52,94 | 5,64 | 0,06000 | 0,83 |
| 2,16321 | 1,56 | 41,71960 | 54,67 | 5,53 | 0,10000 | 1,55 |
| 2,12814 | 6,38 | 42,43989 | 223,97 | 5,47 | 0,06000 | 1,15 |
| 2,12178 | 3,26 | 42,57332 | 114,39 | 5,45 | 0,06000 | 2,11 |
| 1,99077 | 0,20 | 45,52667 | 6,92 | 5,32 | 0,08000 | 0,61 |

X'Pert Graphics & Identify
(searched) peak list: 3

IsabelFernandes
22-06-2015 15:41

| d-spacing (Å) | Relative Intensity (%) | Angle (°2Theta) | Peak Height (counts/s) | Background (counts/s) | Tip Width (°2Theta) | Significance |
|------------------|------------------------------|--------------------|------------------------------|--------------------------|------------------------|--------------|
| 1,98000 | 4,98 | 45,78830 | 174,94 | 5,33 | 0,06000 | 0,85 |
| 1,97447 | 2,40 | 45,92390 | 84,16 | 5,34 | 0,06000 | 0,89 |
| 1,91847 | 0,06 | 47,34494 | 2,25 | 5,40 | 0,64000 | 0,74 |
| 1,81774 | 11,20 | 50,14412 | 393,39 | 5,51 | 0,08000 | 2,60 |
| 1,81293 | 6,48 | 50,28641 | 227,77 | 5,52 | 0,06000 | 1,05 |
| 1,80385 | 2,35 | 50,55718 | 82,66 | 5,53 | 0,06000 | 0,90 |
| 1,79947 | 1,62 | 50,68901 | 56,79 | 5,53 | 0,06000 | 1,57 |
| 1,67201 | 3,12 | 54,86341 | 109,48 | 6,90 | 0,08000 | 1,49 |
| 1,65868 | 1,26 | 55,34187 | 44,10 | 6,74 | 0,10000 | 1,86 |
| 1,60929 | 0,12 | 57,19400 | 4,24 | 6,42 | 0,16000 | 0,60 |
| 1,54155 | 6,31 | 59,95739 | 221,50 | 6,16 | 0,08000 | 2,08 |
| 1,53749 | 3,60 | 60,13206 | 126,39 | 6,15 | 0,08000 | 1,48 |
| 1,49657 | 0,07 | 61,95451 | 2,56 | 5,98 | 0,96000 | 0,93 |
| 1,45344 | 1,15 | 64,00689 | 40,49 | 5,89 | 0,12000 | 0,70 |
| 1,41813 | 0,40 | 65,79876 | 13,94 | 5,91 | 0,20000 | 1,32 |
| 1,40247 | 0,27 | 66,62871 | 9,48 | 5,92 | 0,12000 | 0,62 |
| 1,38222 | 5,05 | 67,73559 | 177,49 | 5,93 | 0,10000 | 3,19 |
| 1,37866 | 3,34 | 67,93443 | 117,40 | 5,93 | 0,06000 | 2,28 |
| 1,37536 | 5,15 | 68,11975 | 180,86 | 5,93 | 0,08000 | 1,57 |
| 1,37197 | 5,26 | 68,31113 | 184,75 | 5,93 | 0,10000 | 2,40 |
| 1,28783 | 2,11 | 73,47117 | 74,06 | 6,33 | 0,10000 | 2,49 |
| 1,28448 | 1,20 | 73,69411 | 42,22 | 6,40 | 0,06000 | 1,56 |

• **Amostra 4**

X'Pert Graphics & Identify
(searched) peak list: 4

IsabelFernandes
22-06-2015 15:42

Original scan: 2

Date: 16-06-2015 16:01

Description of scan:

Used wavelength: K-Alpha1

K-Alpha1 wavelength (Å): 1,54056

K-Alpha2 wavelength (Å): 1,54439

K-Alpha2/K-Alpha1 intensity ratio : 0,50000

K-Alpha wavelength (Å): 1,54056

K-Beta wavelength (Å): 1,39222

Peak search parameter set: As Measured Intensities
Set created: 19-06-2015 16:12
Peak positions defined by: Minimum of 2nd derivative
Minimum peak tip width (°2Theta): 0,00
Minimum peak tip width (°2Theta): 1,00
Peak base width (°2Theta): 2,00
Minimum significance: 0,60

| d-spacing (Å) | Relative Intensity (%) | Angle (°2Theta) | Peak Height (counts/s) | Background (counts/s) | Tip Width (°2Theta) | Significance |
|------------------|------------------------------|--------------------|------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| 27,65634 | 2,12 | 3,19200 | 56,27 | 13,00 | 0,48000 | 0,94 |
| 14,99787 | 1,22 | 5,88793 | 32,27 | 13,00 | 0,80000 | 1,38 |
| 10,00283 | 0,61 | 8,83300 | 16,08 | 13,00 | 0,24000 | 1,19 |
| 7,17290 | 0,48 | 12,32948 | 12,69 | 10,02 | 0,08000 | 0,71 |
| 6,37950 | 0,73 | 13,86997 | 19,32 | 8,67 | 0,06000 | 1,28 |
| 4,95120 | 0,34 | 17,90023 | 8,88 | 7,27 | 0,24000 | 0,94 |
| 4,45343 | 1,23 | 19,92032 | 32,71 | 7,42 | 0,24000 | 1,55 |
| 4,23173 | 23,08 | 20,97546 | 611,96 | 7,50 | 0,10000 | 7,02 |
| 4,00582 | 1,69 | 22,17292 | 44,91 | 7,59 | 0,08000 | 0,67 |
| 3,76109 | 0,90 | 23,63586 | 23,79 | 7,70 | 0,24000 | 0,64 |
| 3,64980 | 0,98 | 24,36746 | 26,11 | 7,75 | 0,24000 | 1,13 |
| 3,45219 | 0,91 | 25,78565 | 24,24 | 7,86 | 0,24000 | 0,80 |
| 3,33197 | 100,00 | 26,73297 | 2651,54 | 7,93 | 0,14000 | 25,53 |
| 3,23074 | 4,01 | 27,58689 | 106,33 | 7,99 | 0,20000 | 4,50 |
| 3,18171 | 10,47 | 28,02063 | 277,55 | 8,02 | 0,08000 | 2,34 |
| 3,17194 | 6,56 | 28,10864 | 173,96 | 8,03 | 0,04000 | 1,19 |
| 2,99792 | 0,71 | 29,77689 | 18,85 | 8,15 | 0,08000 | 0,62 |
| 2,90660 | 0,65 | 30,73515 | 17,10 | 8,23 | 0,16000 | 0,62 |
| 2,85774 | 0,28 | 31,27400 | 7,32 | 8,27 | 0,32000 | 0,70 |
| 2,71403 | 0,93 | 32,97594 | 24,65 | 8,39 | 0,06000 | 0,71 |
| 2,55923 | 1,23 | 35,03310 | 32,56 | 8,55 | 0,32000 | 1,40 |
| 2,45823 | 6,01 | 36,52215 | 159,30 | 8,66 | 0,08000 | 1,47 |

| | | | | | | |
|---------|------|----------|--------|------|---------|------|
| 2,28286 | 6,58 | 39,43944 | 174,55 | 8,87 | 0,08000 | 2,00 |
| 2,23796 | 3,27 | 40,26447 | 86,79 | 8,94 | 0,12000 | 2,73 |
| 2,16163 | 0,27 | 41,75144 | 7,23 | 9,05 | 0,24000 | 0,65 |
| 2,12871 | 6,58 | 42,42817 | 174,52 | 9,10 | 0,06000 | 0,90 |
| 2,12303 | 3,06 | 42,54718 | 81,24 | 9,11 | 0,04000 | 0,60 |

X'Pert Graphics & Identify
(searched) peak list: 4

IsabelFernandes
22-06-2015 15:42

| d-spacing (Å) | Relative Intensity (%) | Angle (°2Theta) | Peak Height (counts/s) | Background (counts/s) | Tip Width (°2Theta) | Significance |
|------------------|------------------------------|--------------------|------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| 1,98014 | 3,67 | 45,78502 | 97,33 | 8,05 | 0,08000 | 1,28 |
| 1,81851 | 12,50 | 50,12132 | 331,57 | 7,67 | 0,08000 | 2,91 |
| 1,81357 | 5,17 | 50,26721 | 137,16 | 7,58 | 0,04000 | 3,04 |
| 1,78149 | 0,32 | 51,23743 | 8,58 | 6,94 | 0,24000 | 1,09 |
| 1,67234 | 4,51 | 54,85160 | 119,61 | 8,92 | 0,08000 | 1,51 |
| 1,66748 | 2,07 | 55,02491 | 54,90 | 8,97 | 0,08000 | 0,99 |
| 1,65969 | 1,12 | 55,30534 | 29,61 | 9,04 | 0,08000 | 0,63 |
| 1,57186 | 0,29 | 58,68673 | 7,67 | 8,58 | 0,24000 | 0,66 |
| 1,56882 | 0,51 | 58,81190 | 13,39 | 8,56 | 0,04000 | 0,67 |
| 1,54228 | 5,91 | 59,92641 | 156,83 | 8,41 | 0,10000 | 2,91 |
| 1,53808 | 3,20 | 60,10684 | 84,74 | 8,38 | 0,06000 | 0,70 |
| 1,50239 | 0,45 | 61,68810 | 12,05 | 8,15 | 0,20000 | 0,62 |
| 1,45990 | 0,52 | 63,69043 | 13,77 | 8,12 | 0,06000 | 0,76 |
| 1,45313 | 1,40 | 64,02211 | 36,99 | 8,20 | 0,06000 | 0,61 |
| 1,44930 | 0,48 | 64,21147 | 12,72 | 8,24 | 0,12000 | 1,15 |
| 1,41810 | 0,21 | 65,80039 | 5,64 | 8,60 | 0,48000 | 0,77 |
| 1,38235 | 4,20 | 67,72819 | 111,46 | 9,04 | 0,10000 | 2,21 |
| 1,37887 | 2,24 | 67,92268 | 59,39 | 9,09 | 0,08000 | 0,90 |
| 1,37512 | 4,43 | 68,13275 | 117,47 | 9,13 | 0,12000 | 2,31 |
| 1,37220 | 5,65 | 68,29812 | 149,76 | 9,17 | 0,06000 | 0,64 |
| 1,28781 | 0,82 | 73,47243 | 21,72 | 8,22 | 0,12000 | 1,18 |

• **Amostra 5**

X'Pert Graphics & Identify
(searched) peak list: 5

IsabelFernandes
29-06-2015 14:18

Original scan: 8 Date: 26-06-2015 07:31

Description of scan:

Used wavelength: K-Alpha1
K-Alpha1 wavelength (Å): 1,54056
K-Alpha2 wavelength (Å): 1,54439
K-Alpha2/K-Alpha1 intensity ratio : 0,50000
K-Alpha wavelength (Å): 1,54056
K-Beta wavelength (Å): 1,39222

Peak search parameter set: As Measured Intensities

Set created: 19-06-2015 16:12
Peak positions defined by: Minimum of 2nd derivative
Minimum peak tip width (°2Theta): 0,00
Minimum peak tip width (°2Theta): 1,00
Peak base width (°2Theta): 2,00
Minimum significance: 0,60

| d-spacing (Å) | Relative Intensity (%) | Angle (°2Theta) | Peak Height (counts/s) | Background (counts/s) | Tip Width (°2Theta) | Significance |
|------------------|------------------------------|--------------------|------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| 6,39887 | 0,08 | 13,82777 | 3,79 | 7,45 | 0,48000 | 1,04 |
| 4,89496 | 0,24 | 18,10762 | 10,92 | 5,13 | 0,06000 | 0,80 |
| 4,46099 | 0,09 | 19,88623 | 4,00 | 5,10 | 0,48000 | 0,83 |
| 4,24561 | 16,50 | 20,90608 | 746,35 | 5,08 | 0,10000 | 6,93 |
| 4,02995 | 1,33 | 22,03848 | 60,03 | 5,06 | 0,06000 | 0,81 |
| 3,82976 | 0,11 | 23,20608 | 5,19 | 5,04 | 0,10000 | 0,71 |
| 3,76490 | 0,60 | 23,61161 | 27,12 | 5,03 | 0,12000 | 1,13 |
| 3,46720 | 0,49 | 25,67207 | 22,27 | 5,00 | 0,06000 | 0,62 |
| 3,34020 | 100,00 | 26,66586 | 4523,29 | 4,98 | 0,14000 | 37,19 |
| 3,23767 | 2,20 | 27,52667 | 99,48 | 4,96 | 0,08000 | 1,17 |
| 3,18051 | 1,50 | 28,03141 | 67,85 | 4,95 | 0,06000 | 0,86 |
| 2,99900 | 0,38 | 29,76598 | 17,31 | 4,92 | 0,16000 | 0,81 |
| 2,90290 | 0,32 | 30,77535 | 14,32 | 4,91 | 0,16000 | 0,85 |
| 2,77409 | 0,07 | 32,24227 | 3,02 | 4,88 | 0,32000 | 1,30 |
| 2,60536 | 0,14 | 34,39334 | 6,53 | 5,00 | 0,40000 | 1,10 |
| 2,55941 | 0,16 | 35,03051 | 7,20 | 5,11 | 0,32000 | 0,63 |
| 2,52280 | 0,41 | 35,55567 | 18,58 | 5,20 | 0,16000 | 1,29 |
| 2,45831 | 5,32 | 36,52086 | 240,70 | 5,36 | 0,10000 | 4,21 |
| 2,28271 | 3,91 | 39,44217 | 176,65 | 5,87 | 0,08000 | 1,90 |
| 2,23754 | 2,78 | 40,27246 | 125,97 | 6,03 | 0,08000 | 1,46 |
| 2,23026 | 1,33 | 40,40968 | 60,16 | 6,05 | 0,04000 | 1,01 |
| 2,12807 | 3,52 | 42,44137 | 159,10 | 6,43 | 0,10000 | 2,39 |
| 1,98053 | 2,22 | 45,77550 | 100,25 | 4,83 | 0,12000 | 2,20 |
| 1,81832 | 9,06 | 50,12691 | 409,70 | 5,16 | 0,06000 | 1,12 |
| 1,81345 | 4,22 | 50,27097 | 190,75 | 5,12 | 0,06000 | 0,74 |
| 1,68084 | 0,12 | 54,55127 | 5,21 | 4,76 | 0,12000 | 0,71 |
| 1,67199 | 3,92 | 54,86400 | 177,43 | 4,78 | 0,06000 | 0,93 |

(searched) peak list: 5

29-06-2015 14:18

| d-spacing (Å) | Relative Intensity (%) | Angle (°2Theta) | Peak Height (counts/s) | Background (counts/s) | Tip Width (°2Theta) | Significance |
|------------------|------------------------------|--------------------|------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| 1,66775 | 2,00 | 55,01553 | 90,53 | 4,78 | 0,06000 | 2,07 |
| 1,65934 | 0,90 | 55,31791 | 40,79 | 4,80 | 0,10000 | 1,21 |
| 1,60711 | 0,14 | 57,27872 | 6,35 | 4,88 | 0,16000 | 0,66 |
| 1,57461 | 0,16 | 58,57462 | 7,42 | 4,93 | 0,16000 | 0,63 |
| 1,54170 | 5,33 | 59,95114 | 241,25 | 4,98 | 0,12000 | 5,07 |
| 1,53797 | 2,94 | 60,11161 | 133,09 | 4,99 | 0,06000 | 2,81 |
| 1,49799 | 0,15 | 61,88943 | 6,80 | 5,06 | 0,32000 | 0,93 |
| 1,45349 | 0,81 | 64,00419 | 36,61 | 5,15 | 0,12000 | 2,45 |
| 1,41948 | 0,14 | 65,72821 | 6,15 | 5,22 | 0,40000 | 1,13 |
| 1,38206 | 4,78 | 67,74440 | 216,02 | 5,92 | 0,08000 | 2,16 |
| 1,37894 | 2,89 | 67,91851 | 130,51 | 6,02 | 0,06000 | 1,73 |
| 1,37503 | 4,43 | 68,13823 | 200,34 | 6,13 | 0,06000 | 0,72 |
| 1,37201 | 4,89 | 68,30872 | 221,26 | 6,23 | 0,08000 | 1,18 |
| 1,36817 | 1,32 | 68,52689 | 59,83 | 6,35 | 0,08000 | 0,74 |
| 1,28812 | 0,93 | 73,45153 | 42,25 | 6,04 | 0,08000 | 0,68 |
| 1,28453 | 0,37 | 73,69126 | 16,69 | 6,14 | 0,08000 | 0,89 |

- **Amostra 6**

X'Pert Graphics & Identify
(searched) peak list: 6

IsabelFernandes
22-06-2015 15:34

Original scan: 2

Date: 16-06-2015 17:16

Description of scan:

Used wavelength: K-Alpha1

K-Alpha1 wavelength (Å): 1,54056

K-Alpha2 wavelength (Å): 1,54439

K-Alpha2/K-Alpha1 intensity ratio : 0,50000

K-Alpha wavelength (Å): 1,54056

K-Beta wavelength (Å): 1,39222

Peak search parameter set:

As Measured Intensities

Set created: 19-06-2015 16:12

Peak positions defined by: Minimum of 2nd derivative

Minimum peak tip width (°2Theta): 0,00

Minimum peak tip width (°2Theta): 1,00

Peak base width (°2Theta): 2,00

Minimum significance: 0,60

| d-spacing (Å) | Relative Intensity (%) | Angle (°2Theta) | Peak Height (counts/s) | Background (counts/s) | Tip Width (°2Theta) | Significance |
|------------------|------------------------------|--------------------|------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| 9,98288 | 0,80 | 8,85069 | 17,05 | 15,68 | 0,16000 | 0,80 |
| 7,23222 | 0,42 | 12,22797 | 8,97 | 9,28 | 0,24000 | 0,84 |
| 6,43205 | 0,21 | 13,75610 | 4,57 | 7,80 | 0,48000 | 0,97 |
| 5,83566 | 0,12 | 15,16981 | 2,52 | 6,69 | 0,56000 | 1,54 |
| 4,95332 | 0,21 | 17,89250 | 4,46 | 6,49 | 0,24000 | 1,19 |
| 4,46197 | 1,31 | 19,88181 | 27,97 | 6,49 | 0,12000 | 0,98 |
| 4,23972 | 21,01 | 20,93547 | 447,39 | 6,50 | 0,10000 | 5,58 |
| 4,02058 | 1,32 | 22,09052 | 28,03 | 6,50 | 0,16000 | 1,33 |
| 3,84994 | 0,76 | 23,08277 | 16,19 | 6,50 | 0,16000 | 1,49 |
| 3,76074 | 0,84 | 23,63812 | 17,81 | 6,50 | 0,24000 | 0,72 |
| 3,65978 | 0,88 | 24,29997 | 18,74 | 6,50 | 0,24000 | 1,73 |
| 3,47818 | 1,14 | 25,58965 | 24,18 | 6,50 | 0,24000 | 1,47 |
| 3,33816 | 100,00 | 26,68249 | 2129,62 | 6,50 | 0,12000 | 15,02 |
| 3,24431 | 3,35 | 27,46921 | 71,40 | 6,50 | 0,06000 | 0,88 |
| 3,18093 | 7,98 | 28,02758 | 170,03 | 6,51 | 0,08000 | 2,21 |
| 3,09791 | 0,97 | 28,79465 | 20,66 | 6,51 | 0,08000 | 0,87 |
| 3,03167 | 7,46 | 29,43786 | 158,93 | 6,51 | 0,14000 | 5,35 |
| 2,98824 | 2,41 | 29,87567 | 51,33 | 6,51 | 0,12000 | 2,10 |
| 2,89094 | 1,02 | 30,90576 | 21,73 | 6,51 | 0,16000 | 0,90 |
| 2,77280 | 0,41 | 32,25773 | 8,69 | 6,51 | 0,24000 | 1,13 |
| 2,57605 | 0,84 | 34,79701 | 17,81 | 6,51 | 0,80000 | 2,53 |
| 2,45735 | 9,22 | 36,53571 | 196,34 | 6,52 | 0,08000 | 2,19 |
| 2,35957 | 0,35 | 38,10688 | 7,46 | 6,52 | 0,12000 | 0,62 |
| 2,32793 | 0,53 | 38,64522 | 11,32 | 6,52 | 0,16000 | 0,62 |
| 2,28230 | 6,82 | 39,44948 | 145,24 | 6,52 | 0,08000 | 1,79 |
| 2,27547 | 3,31 | 39,57280 | 70,49 | 6,52 | 0,04000 | 1,04 |

2,23711 3,22 40,28055 68,58 6,52 0,08000 1,11

Philips Analytical - Page: 1

X'Pert Graphics & Identify
(searched) peak list: 6

IsabelFernandes
22-06-2015 15:34

| d-spacing (Å) | Relative Intensity (%) | Angle (°2Theta) | Peak Height (counts/s) | Background (counts/s) | Tip Width (°2Theta) | Significance |
|------------------|------------------------------|--------------------|------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| 2,15971 | 0,73 | 41,79033 | 15,52 | 6,52 | 0,16000 | 0,66 |
| 2,12787 | 5,40 | 42,44570 | 115,05 | 6,52 | 0,10000 | 2,41 |
| 2,09312 | 0,63 | 43,18533 | 13,46 | 6,53 | 0,24000 | 0,75 |
| 2,05406 | 0,41 | 44,04907 | 8,72 | 6,53 | 0,04000 | 0,84 |
| 1,98070 | 2,96 | 45,77115 | 63,11 | 6,53 | 0,12000 | 1,51 |
| 1,91171 | 1,06 | 47,52271 | 22,65 | 6,53 | 0,12000 | 0,82 |
| 1,87254 | 0,62 | 48,58015 | 13,29 | 6,53 | 0,24000 | 0,71 |
| 1,81832 | 9,06 | 50,12707 | 192,97 | 6,54 | 0,12000 | 3,53 |
| 1,81351 | 5,35 | 50,26912 | 113,93 | 6,54 | 0,06000 | 1,13 |
| 1,78434 | 1,01 | 51,14944 | 21,54 | 6,54 | 0,16000 | 0,95 |
| 1,69488 | 0,25 | 54,06218 | 5,30 | 6,58 | 0,20000 | 0,89 |
| 1,67163 | 3,73 | 54,87704 | 79,38 | 6,60 | 0,12000 | 2,52 |
| 1,65909 | 1,40 | 55,32701 | 29,82 | 6,61 | 0,04000 | 0,75 |
| 1,60387 | 0,74 | 57,40510 | 15,74 | 6,66 | 0,24000 | 1,12 |
| 1,54212 | 6,60 | 59,93304 | 140,51 | 6,71 | 0,08000 | 1,61 |
| 1,53749 | 3,52 | 60,13229 | 75,06 | 6,72 | 0,08000 | 1,14 |
| 1,49889 | 0,35 | 61,84775 | 7,49 | 6,76 | 0,64000 | 0,81 |
| 1,45334 | 1,56 | 64,01186 | 33,23 | 6,81 | 0,08000 | 2,89 |
| 1,43890 | 0,28 | 64,73206 | 6,05 | 6,82 | 0,16000 | 0,71 |
| 1,41758 | 0,37 | 65,82750 | 7,80 | 6,85 | 0,24000 | 0,81 |
| 1,38229 | 3,61 | 67,73164 | 76,83 | 6,89 | 0,12000 | 2,87 |
| 1,37523 | 5,43 | 68,12699 | 115,63 | 6,90 | 0,08000 | 1,48 |
| 1,37190 | 5,49 | 68,31501 | 116,99 | 6,90 | 0,06000 | 0,65 |
| 1,32560 | 0,18 | 71,05299 | 3,73 | 6,99 | 0,08000 | 0,61 |
| 1,28809 | 2,26 | 73,45400 | 48,18 | 8,56 | 0,08000 | 1,10 |
| 1,28451 | 0,73 | 73,69206 | 15,45 | 8,71 | 0,08000 | 0,73 |

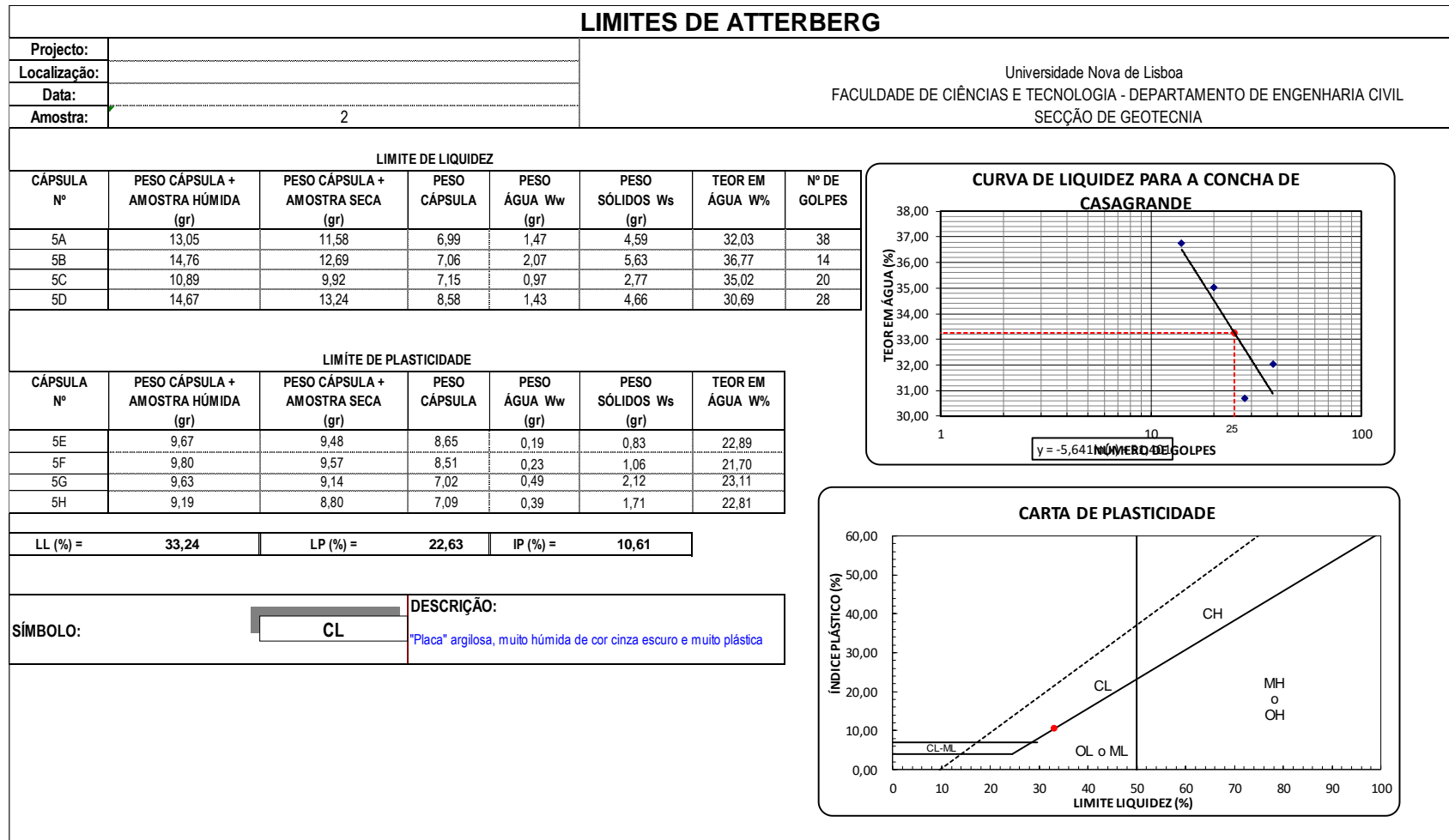
III. LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Limite de Liquidez e Plasticidade

- Amostra 1

| LIMITES DE ATTERBERG | | | | | | | |
|---|------------------------------------|---|--------------|-------------------------------|----------------------------------|-----------------------------|--------------|
| Projecto: | | | | | | | |
| Localização: | | | | | | | |
| Data: | | | | | | | |
| Amostra: | 1 | | | | | | |
| Universidade Nova de Lisboa FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL SECÇÃO DE GEOTECNIA | | | | | | | |
| LÍMITE DE LIQUIDEZ | | | | | | | |
| CÁPSULA Nº | PESO CÁPSULA + AMOSTRA HÚMIDA (gr) | PESO CÁPSULA + AMOSTRA SECA (gr) | PESO CÁPSULA | PESO ÁGUA W _w (gr) | PESO SÓLIDOS W _s (gr) | TEOR EM ÁGUA W _% | Nº DE GOLPES |
| 4A | 27,56 | 25,60 | 15,78 | 1,96 | 9,82 | 19,96 | 15 |
| 4B | 30,26 | 28,50 | 19,44 | 1,76 | 9,06 | 19,43 | 20 |
| 4C | 24,61 | 22,86 | 12,97 | 1,75 | 9,89 | 17,69 | 31 |
| 4D | 28,40 | 26,59 | 16,00 | 1,81 | 10,59 | 17,09 | 37 |
| LÍMITE DE PLASTICIDADE | | | | | | | |
| CÁPSULA Nº | PESO CÁPSULA + AMOSTRA HÚMIDA (gr) | PESO CÁPSULA + AMOSTRA SECA (gr) | PESO CÁPSULA | PESO ÁGUA W _w (gr) | PESO SÓLIDOS W _s (gr) | TEOR EM ÁGUA W _% | |
| 4E | 10,06 | 9,86 | 8,59 | 0,20 | 1,27 | 15,75 | |
| 4F | 8,04 | 7,92 | 7,12 | 0,12 | 0,80 | 15,00 | |
| 4G | 7,89 | 7,77 | 6,94 | 0,12 | 0,83 | 14,46 | |
| 4H | 8,41 | 8,21 | 7,06 | 0,20 | 1,15 | 17,39 | |
| <div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-top: 10px;"> LL (%) = 18,44 LP (%) = 15,65 IP (%) = 2,79 </div> | | | | | | | |
| SÍMBOLO: <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block; margin-left: 10px;"> OL ou ML </div> | | DESCRIÇÃO: Vários torrões rijos de cor castanho escuro, com partículas de areia fina | | | | | |

- Amostra 2



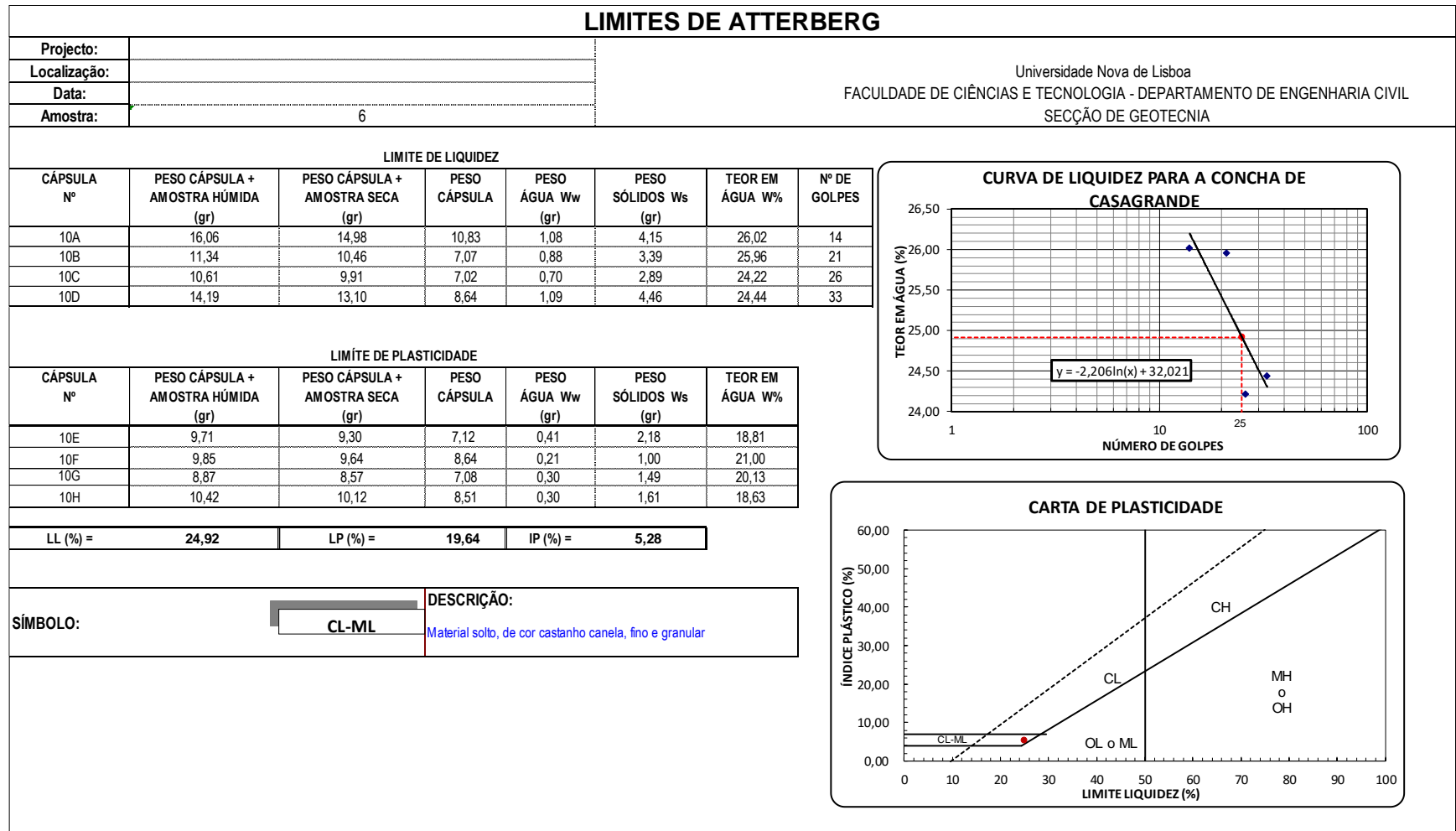
- Amostra 4

| LIMITES DE ATTERBERG | | | | | | | |
|---|------------------------------------|----------------------------------|---|-------------------------------|----------------------------------|-----------------|--------------|
| Projecto: | | | Universidade Nova de Lisboa FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL SECÇÃO DE GEOTECNIA | | | | |
| Localização: | | | | | | | |
| Data: | | | | | | | |
| Amostra: | 4 | | | | | | |
| LIMITE DE LIQUIDEZ | | | | | | | |
| CÁPSULA Nº | PESO CÁPSULA + AMOSTRA HÚMIDA (gr) | PESO CÁPSULA + AMOSTRA SECA (gr) | PESO CÁPSULA | PESO ÁGUA W _w (gr) | PESO SÓLIDOS W _s (gr) | TEOR EM ÁGUA W% | Nº DE GOLPES |
| 7A | 26,55 | 25,15 | 19,51 | 1,40 | 5,64 | 24,82 | 30 |
| 7B | 22,08 | 20,87 | 15,72 | 1,21 | 5,15 | 23,50 | 35 |
| 7C | 23,67 | 22,01 | 15,62 | 1,66 | 6,39 | 25,98 | 17 |
| 7D | 25,48 | 24,07 | 18,57 | 1,41 | 5,50 | 25,64 | 24 |
| LIMITE DE PLASTICIDADE | | | | | | | |
| CÁPSULA Nº | PESO CÁPSULA + AMOSTRA HÚMIDA (gr) | PESO CÁPSULA + AMOSTRA SECA (gr) | PESO CÁPSULA | PESO ÁGUA W _w (gr) | PESO SÓLIDOS W _s (gr) | TEOR EM ÁGUA W% | |
| 7E | 12,49 | 12,41 | 11,71 | 0,08 | 0,70 | 11,43 | |
| 7F | 17,45 | 17,33 | 16,72 | 0,12 | 0,61 | 19,67 | |
| 7G | 22,22 | 22,10 | 21,53 | 0,12 | 0,57 | 21,05 | |
| 7H | 22,75 | 22,64 | 22,05 | 0,11 | 0,59 | 18,64 | |
| <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> LL (%) = 25,06 LP (%) = 17,70 IP (%) = 7,36 </div> | | | | | | | |
| <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="width: 25%;"> SÍMBOLO: </div> <div style="width: 20%; text-align: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px 10px; display: inline-block;">CL</div> </div> <div style="width: 55%;"> DESCRIÇÃO: "Placa" argilosa, muito húmida de cor cinza escuro e muito plástica </div> </div> | | | | | | | |

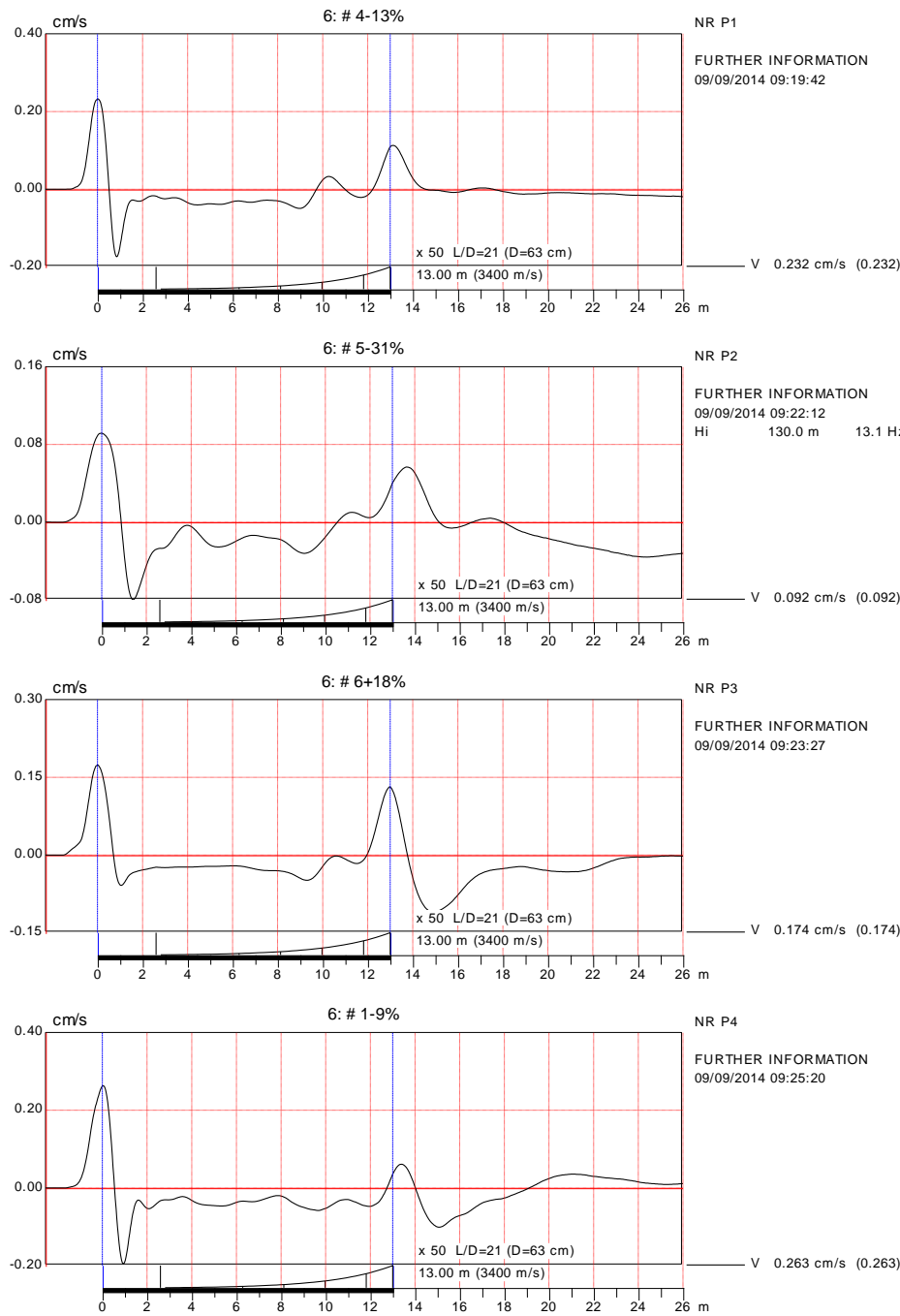
CURVA DE LIQUIDEZ PARA A CONCHA DE CASAGRANDE

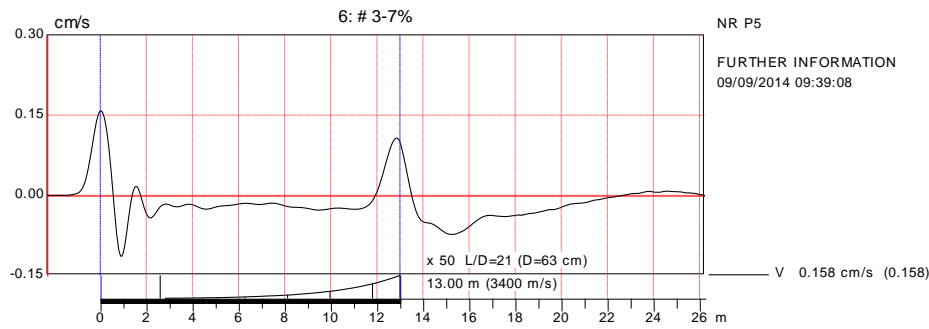
CARTA DE PLASTICIDADE

• Amostra 6



IV. RESULTADOS DO ENSAIO PIT- BOGATYNIA



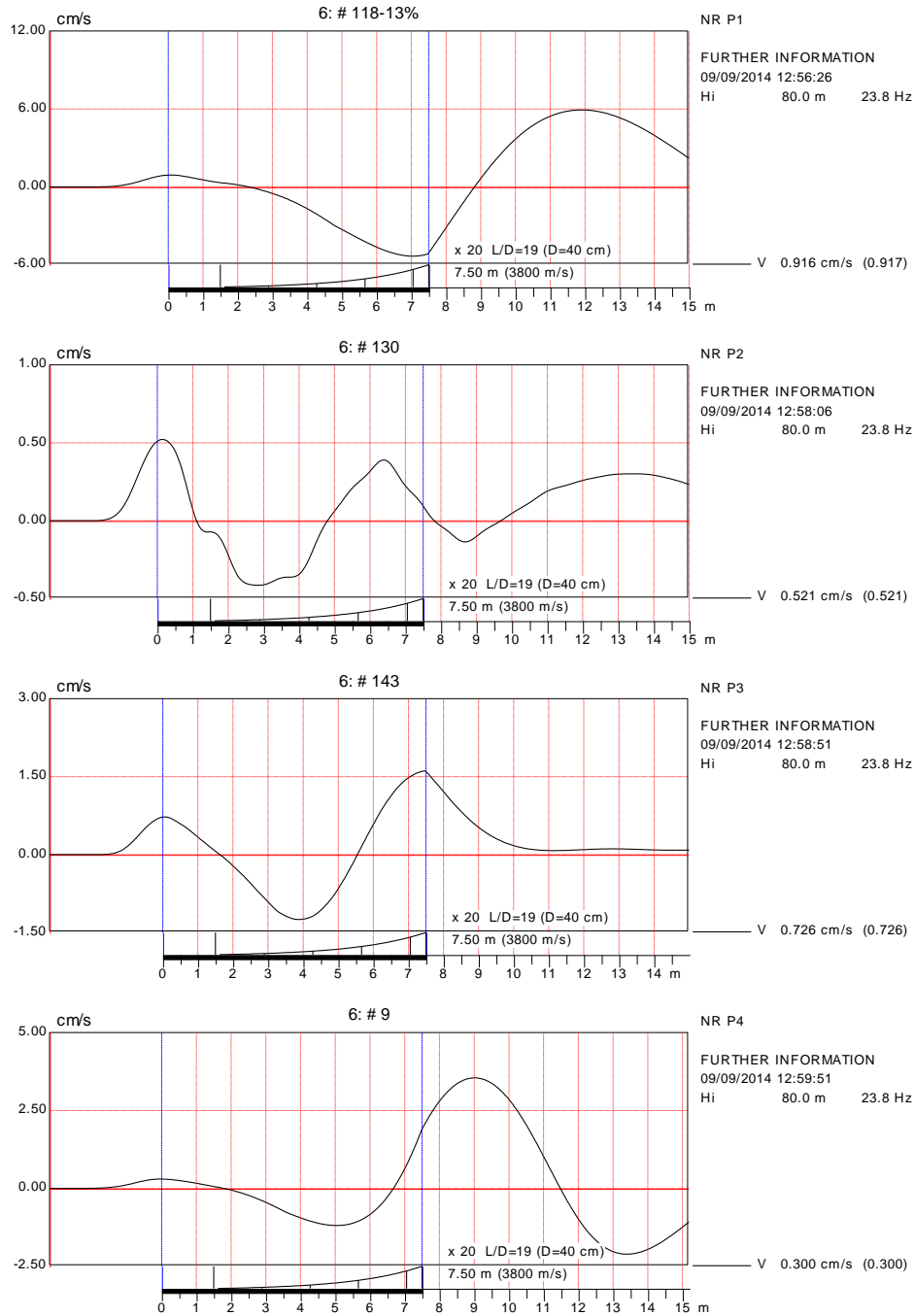


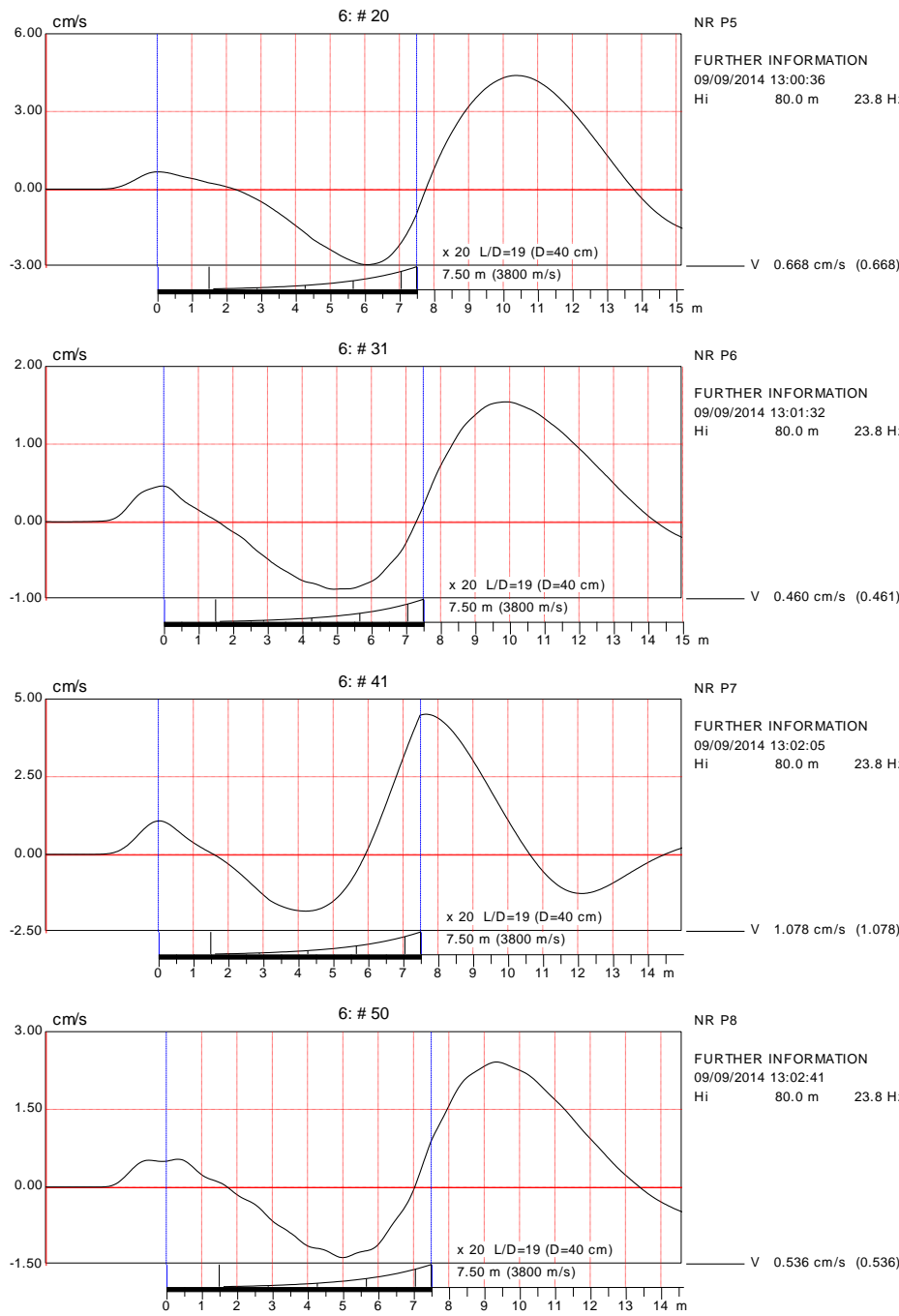
V. RESULTADOS DO ENSAIO PIT - OŁAWA – 09.09.2014

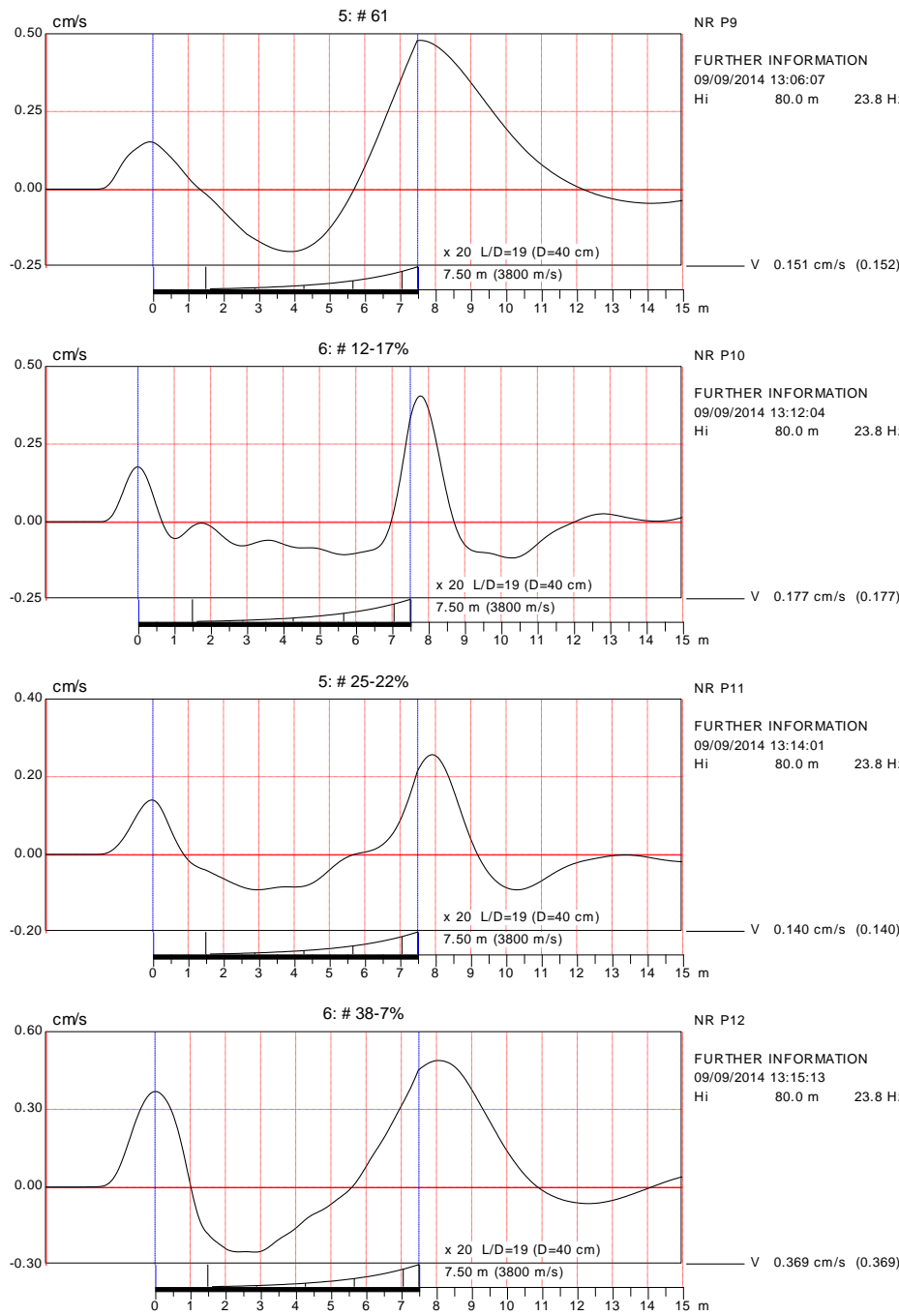
Technical University in Wrocław
OLAWA 2014

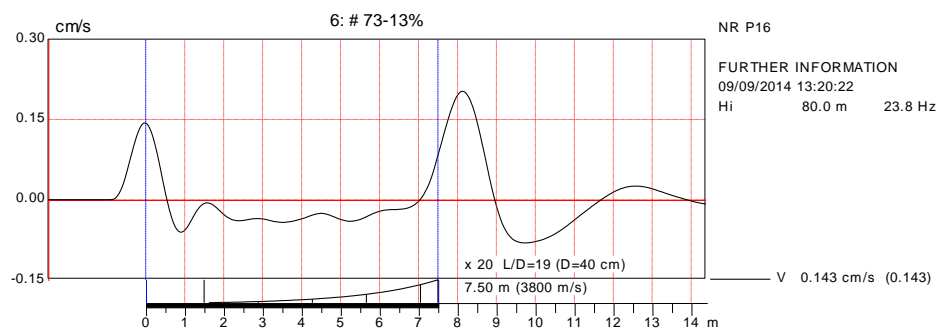
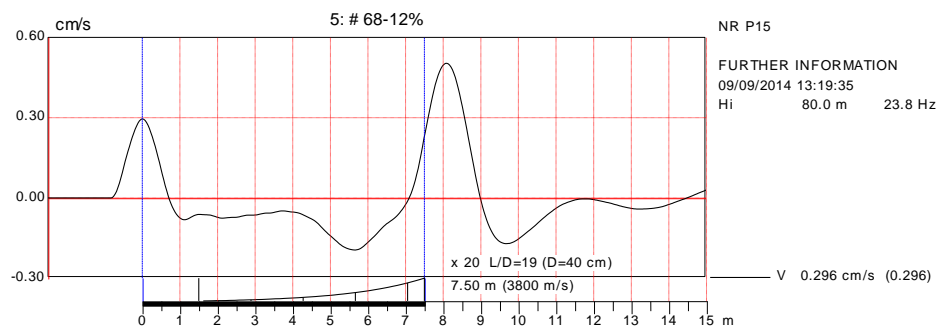
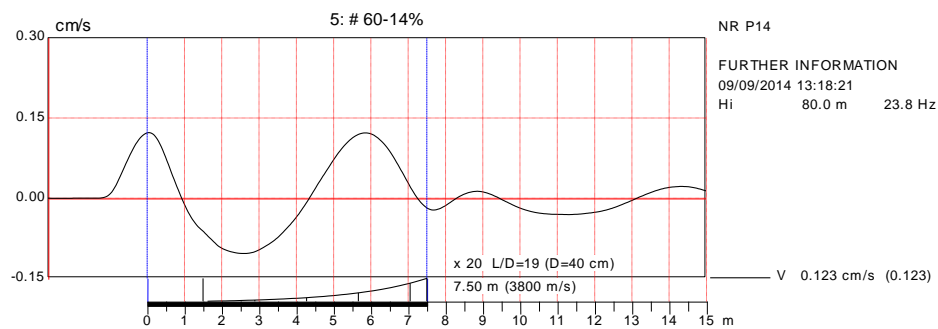
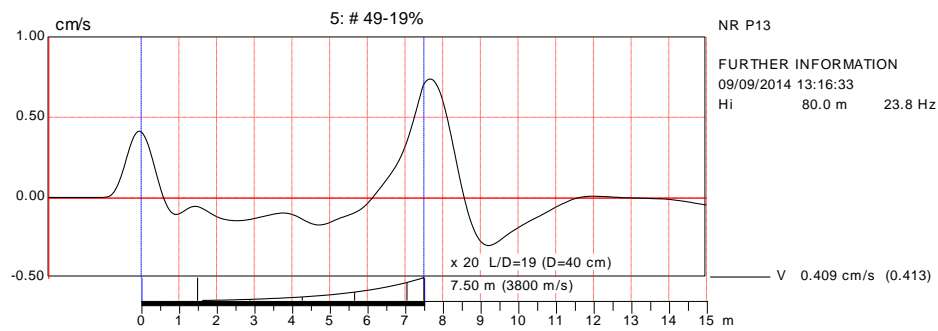
02/04/2015

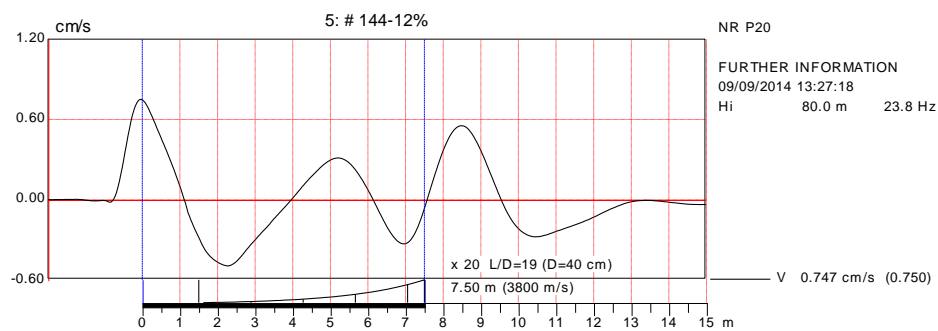
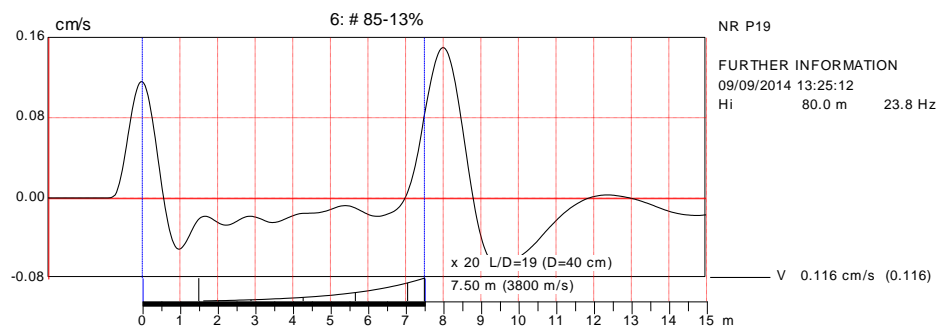
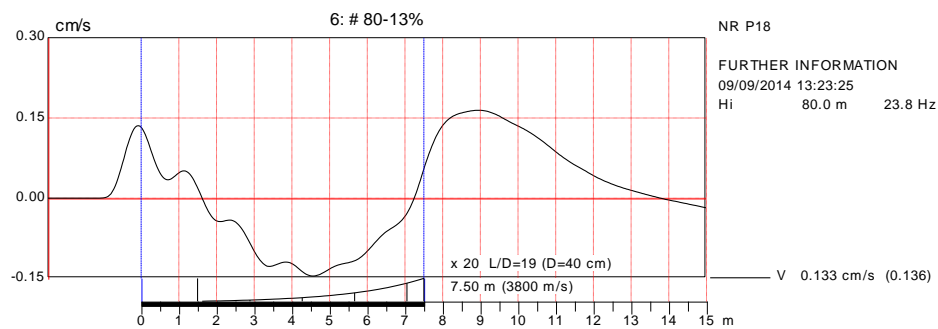
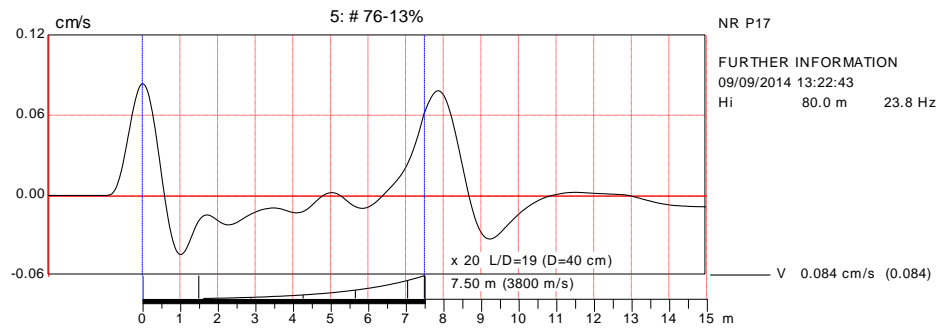
PIT-W™ 2003-2

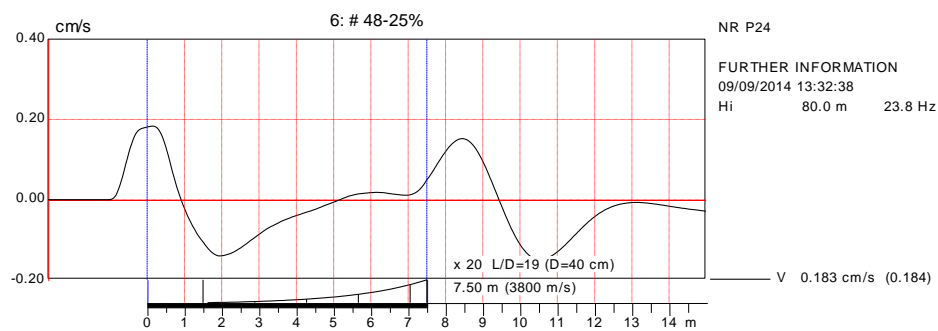
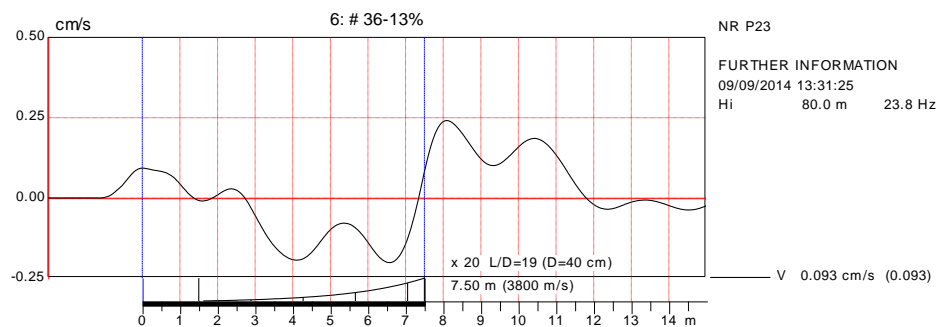
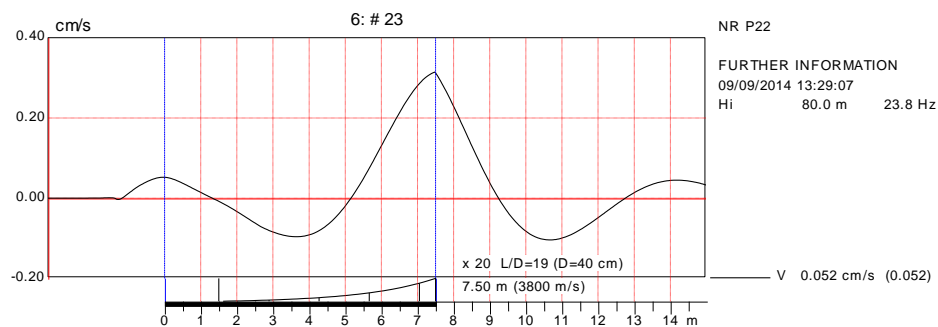
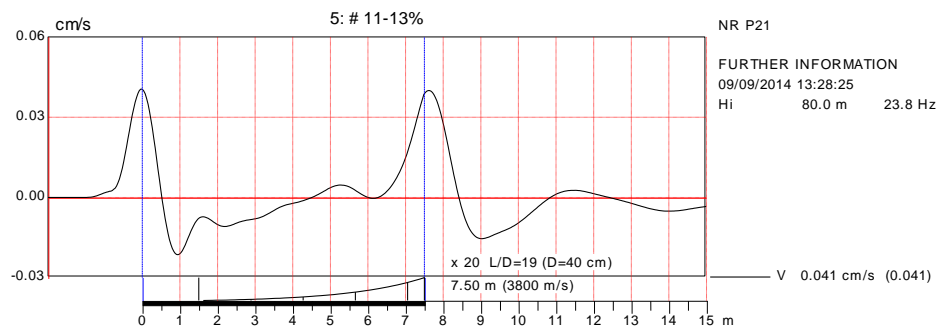


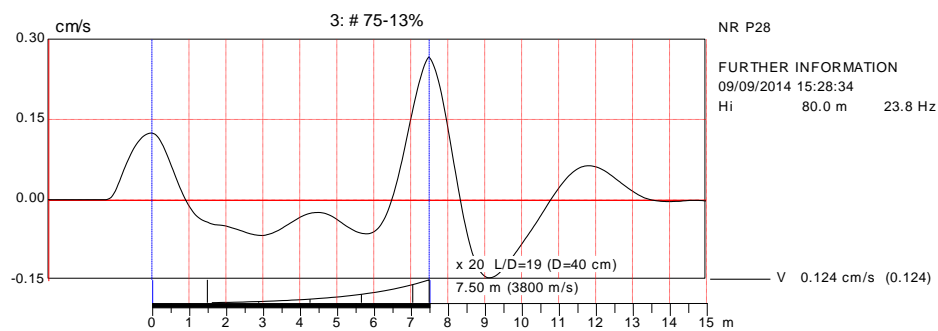
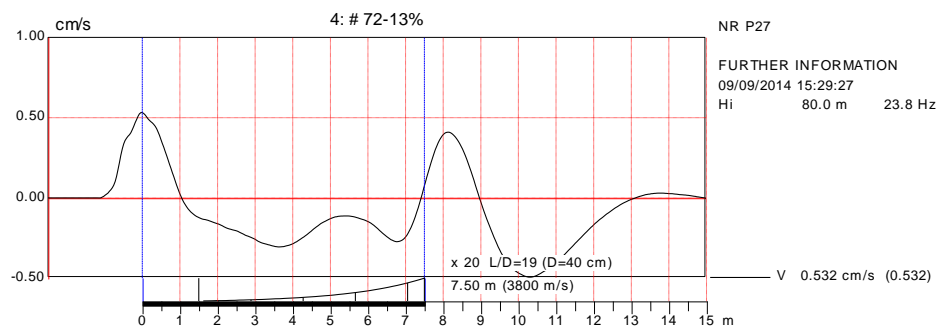
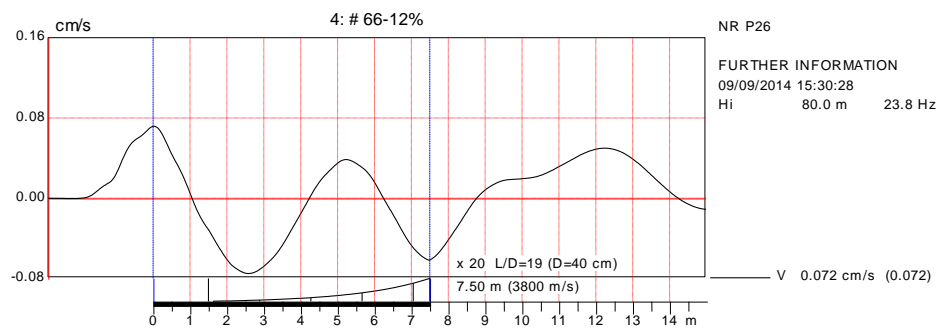
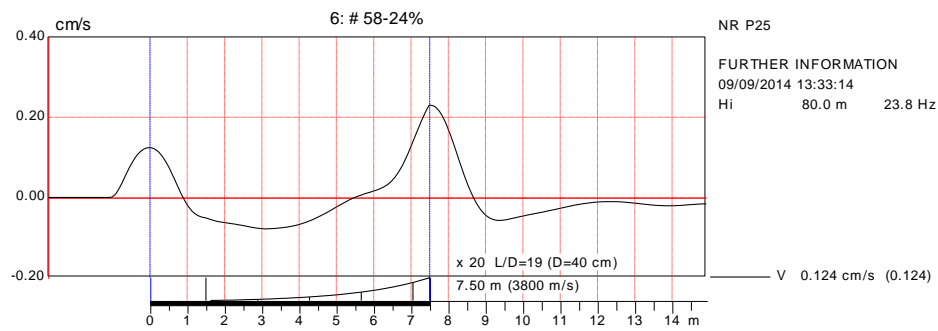


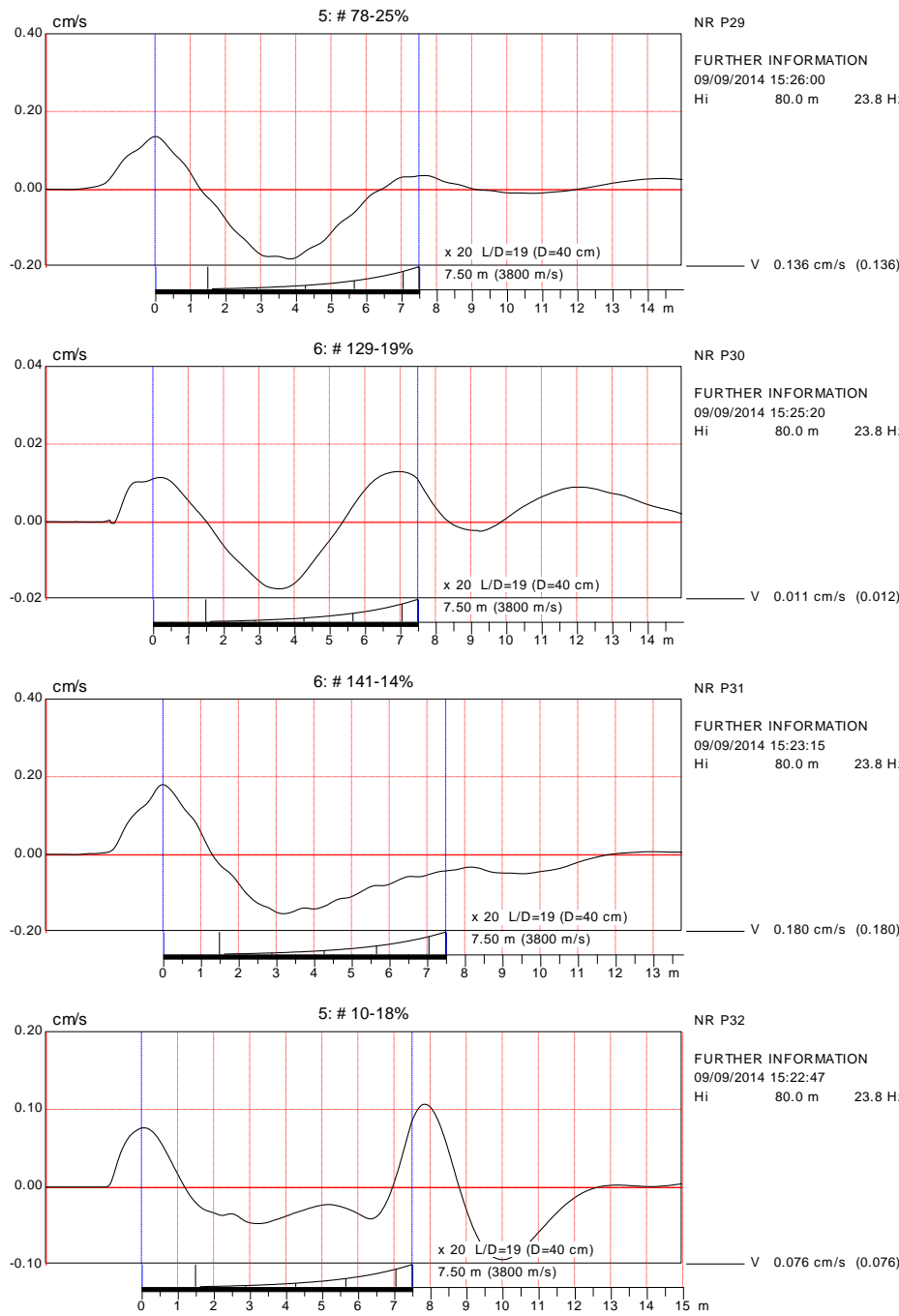


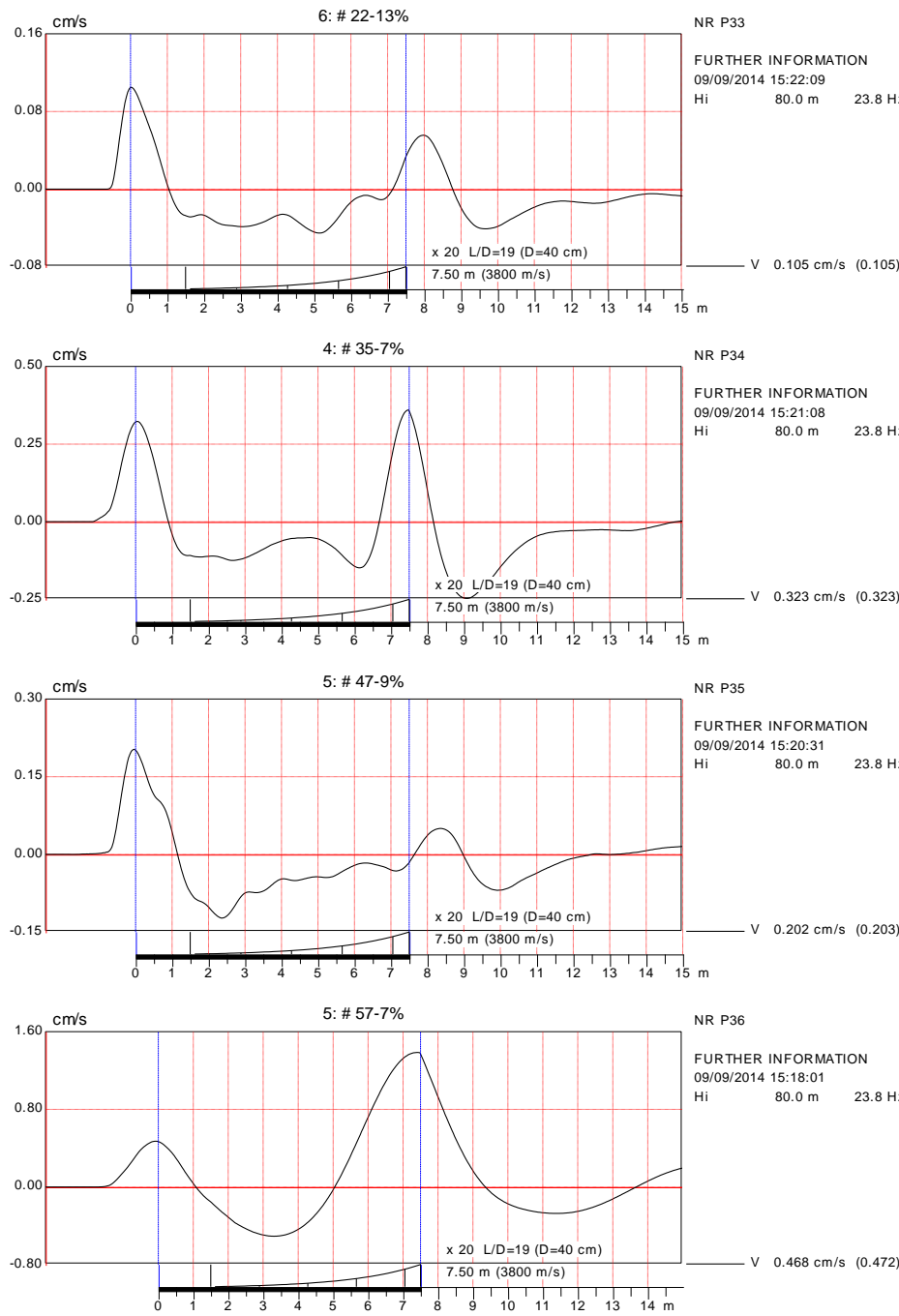


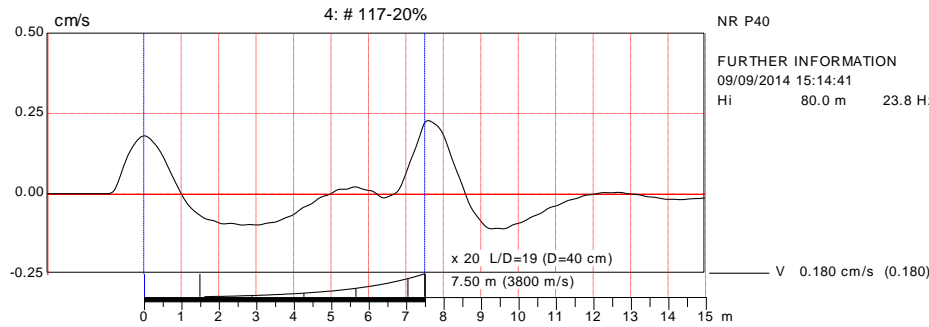
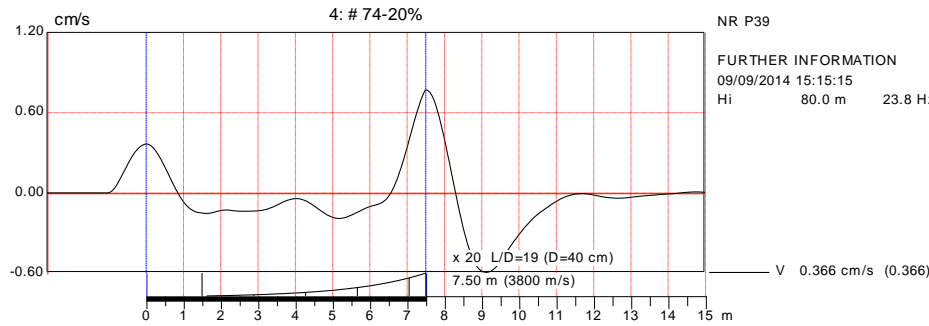
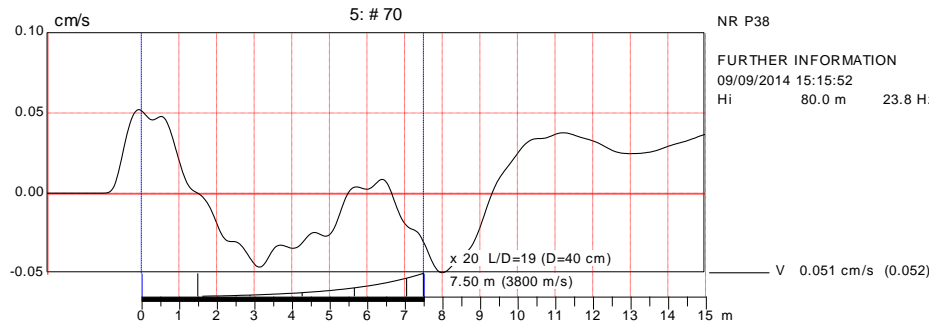
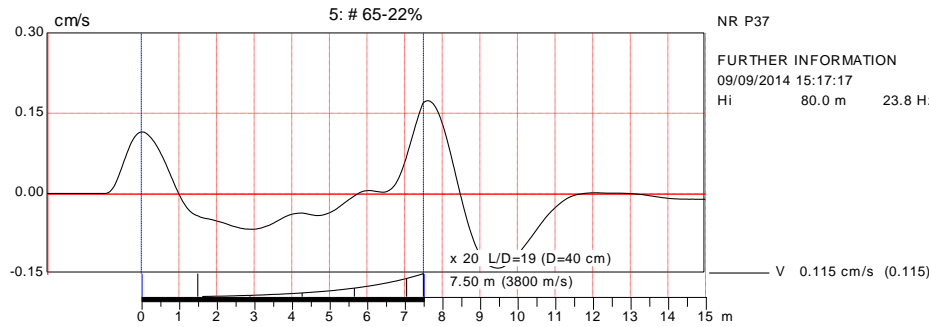


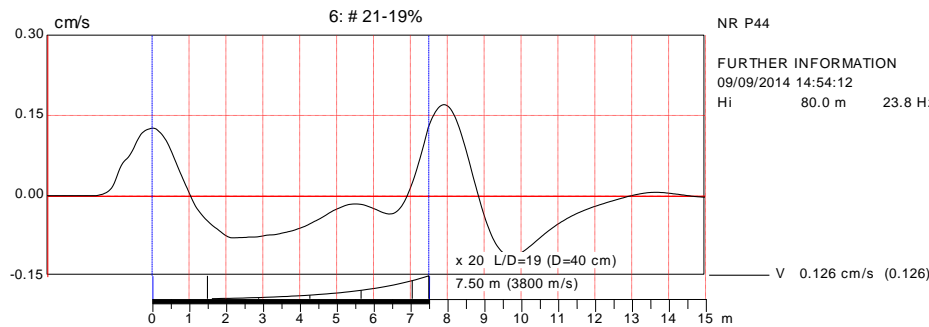
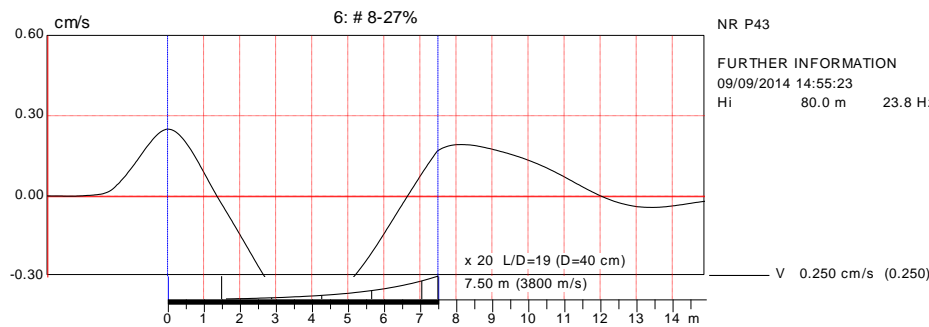
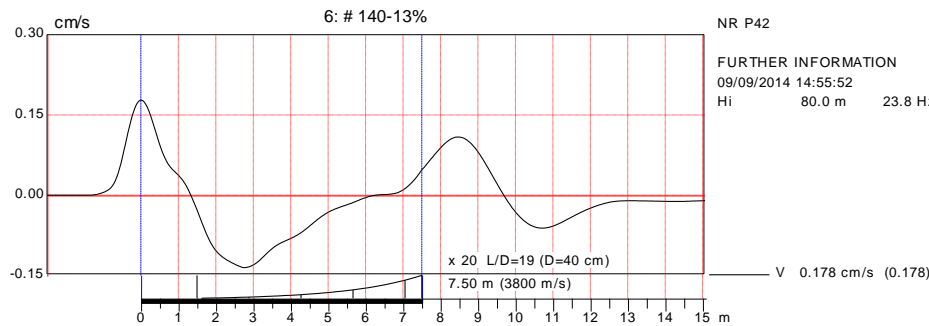
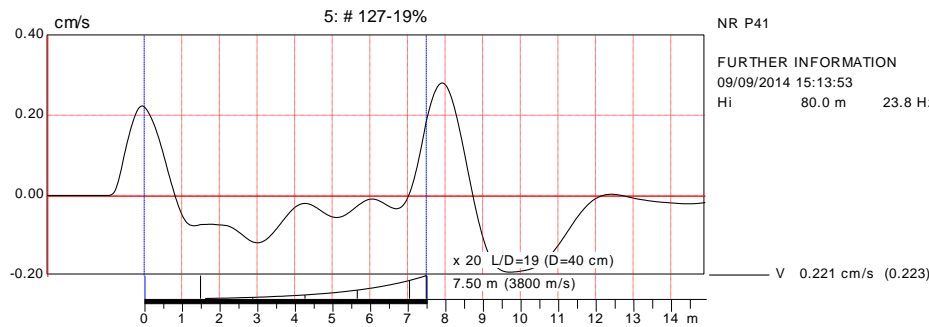


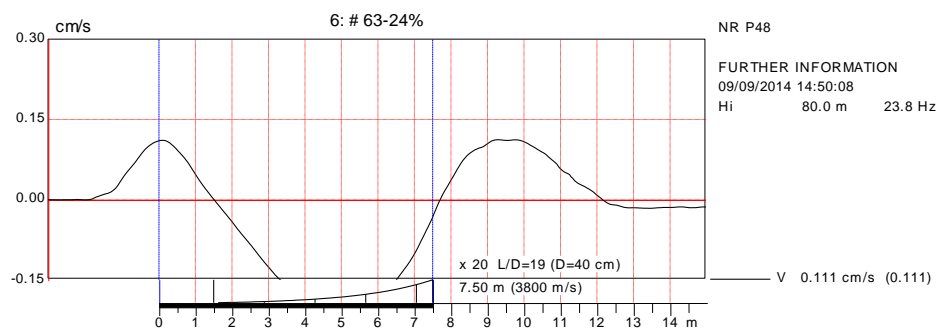
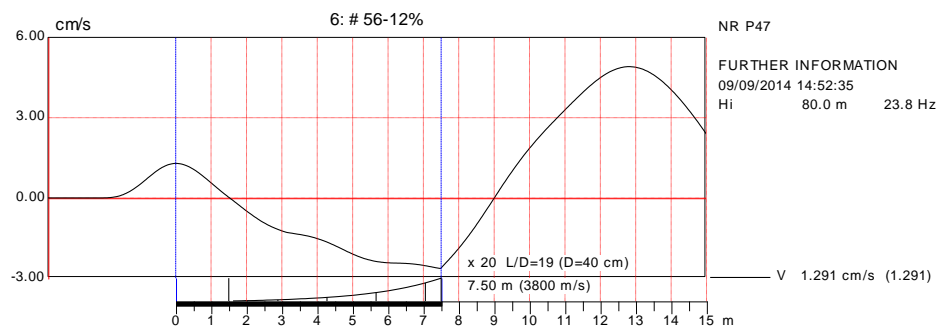
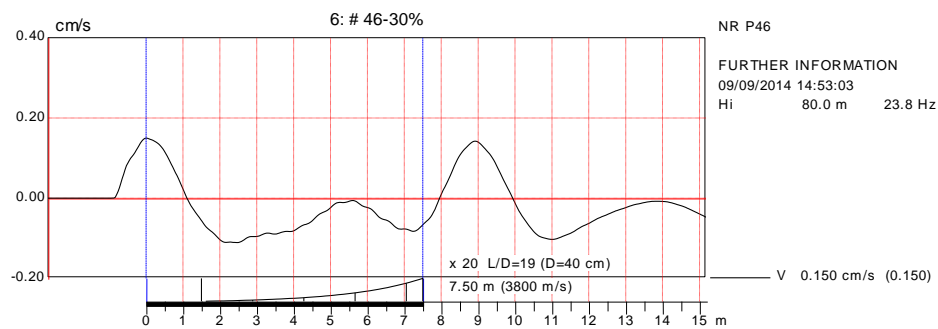
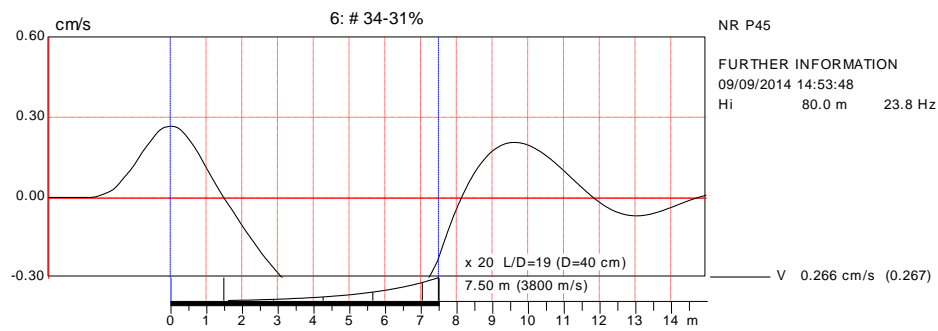


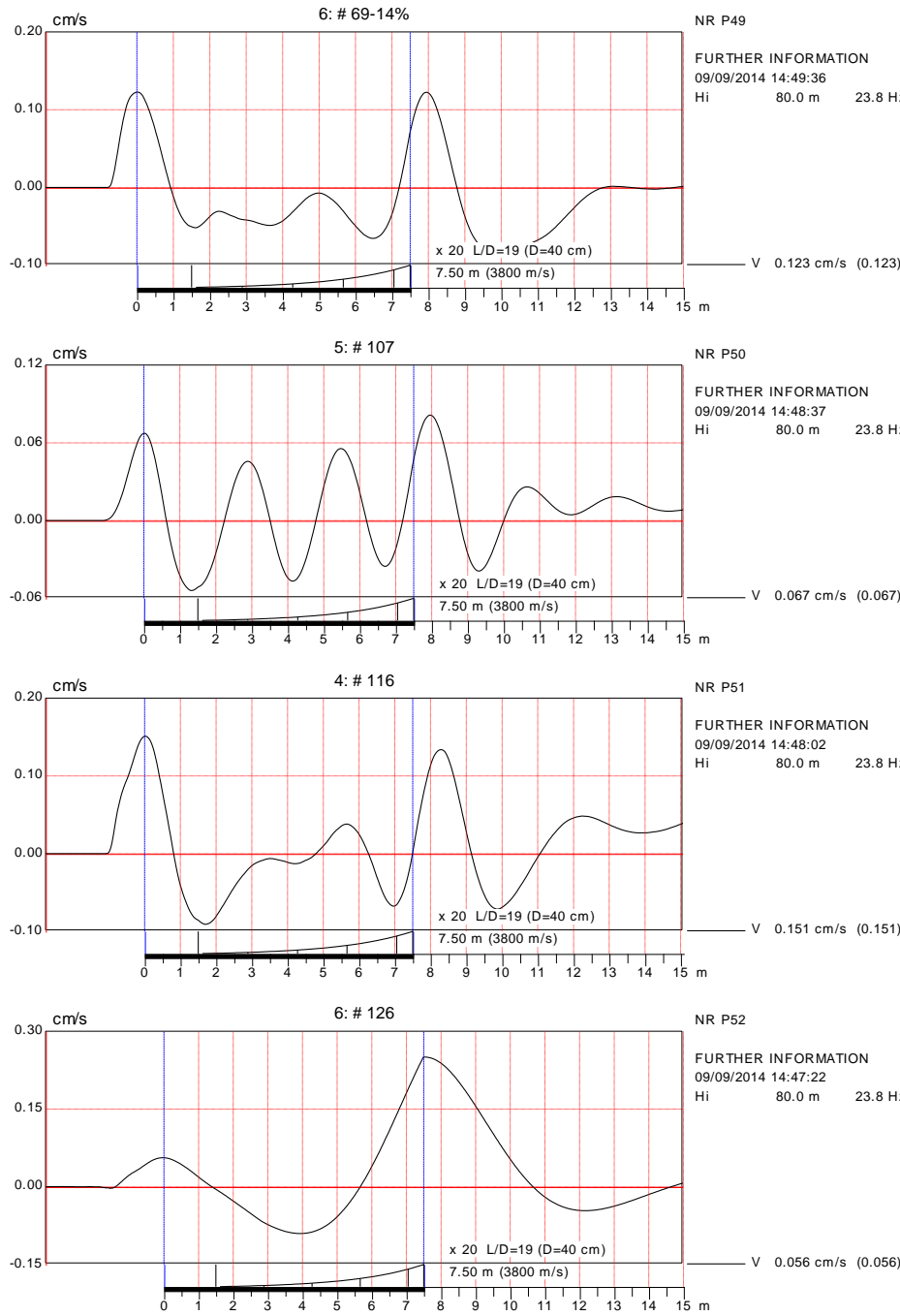


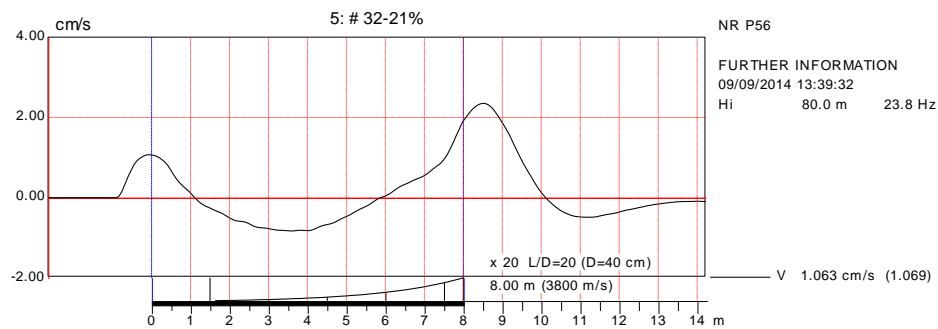
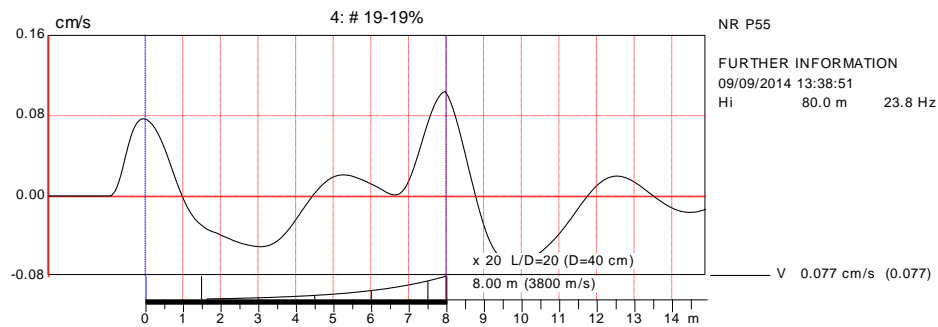
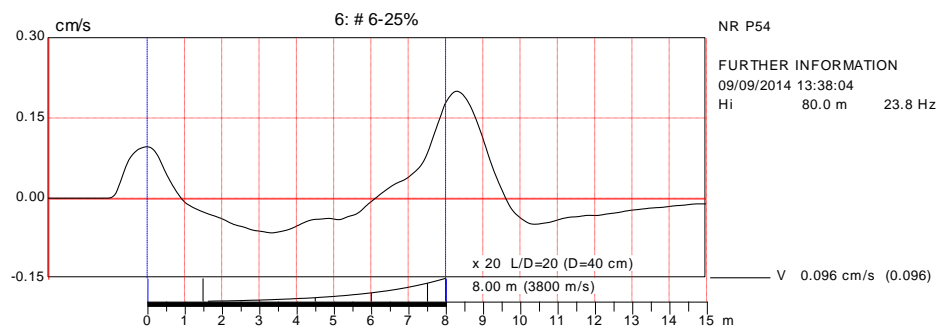
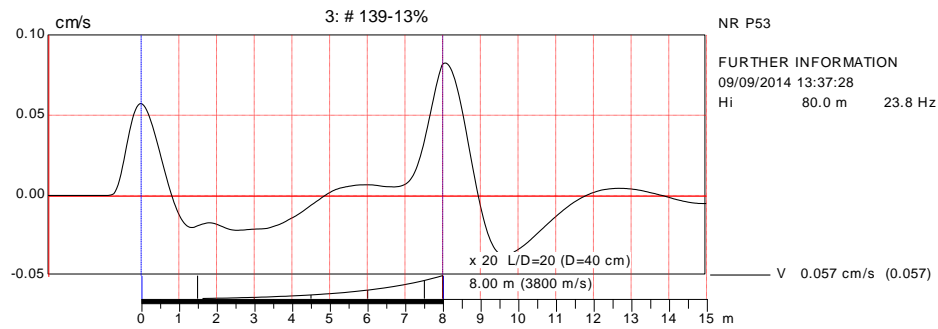


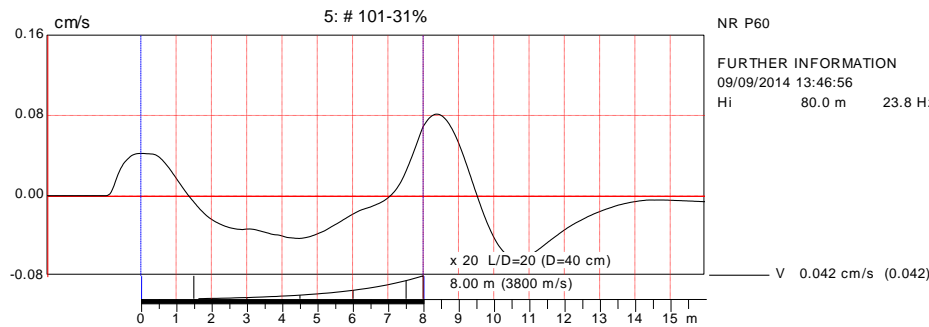
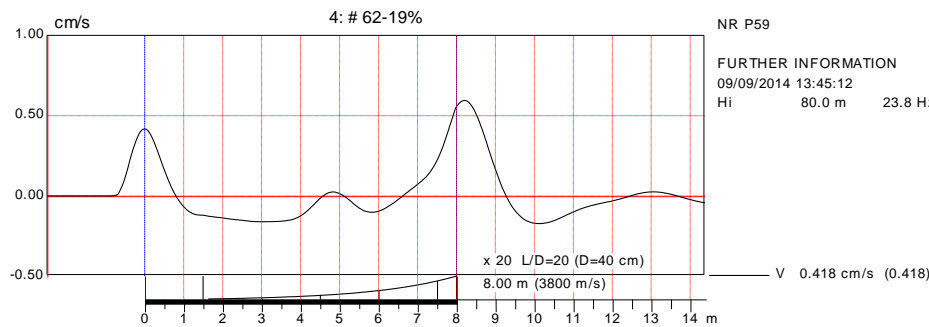
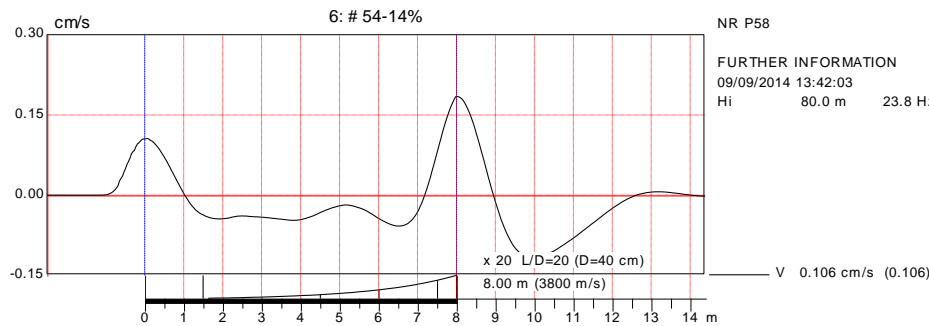
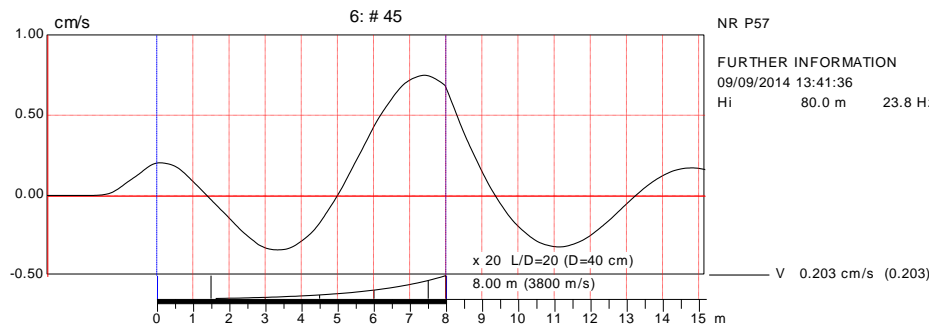


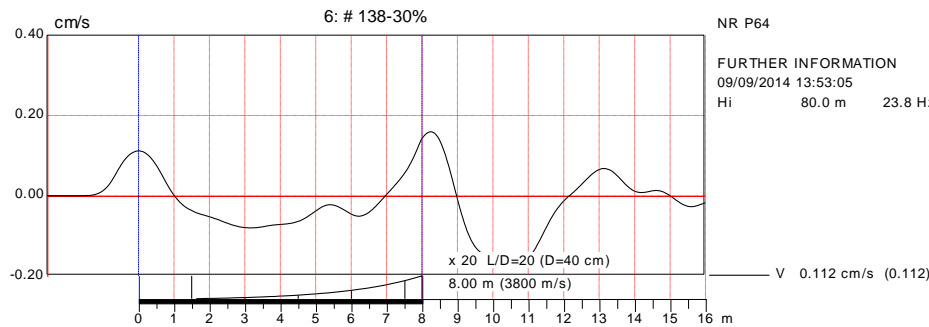
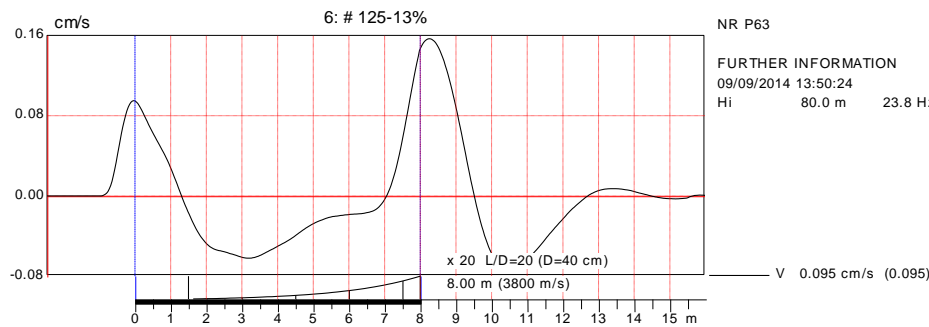
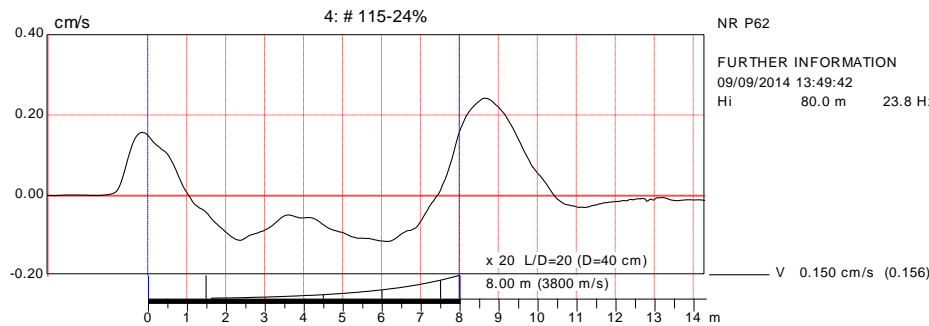
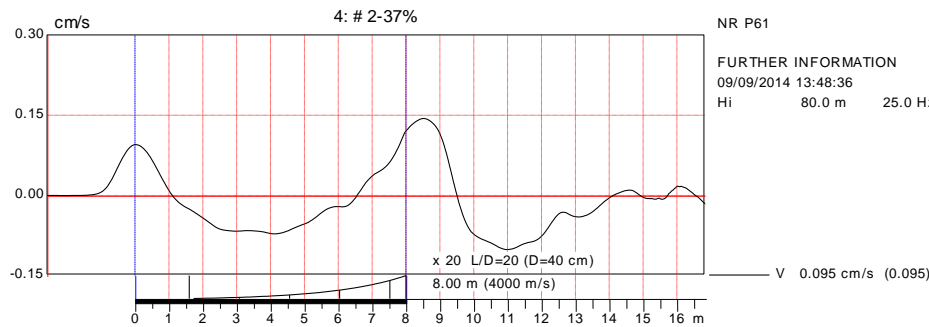


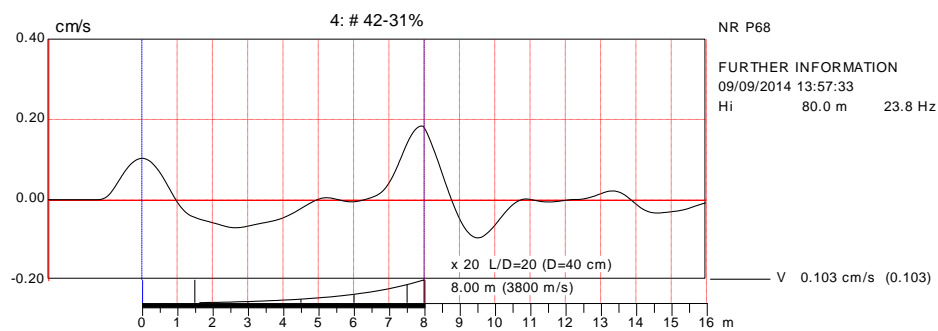
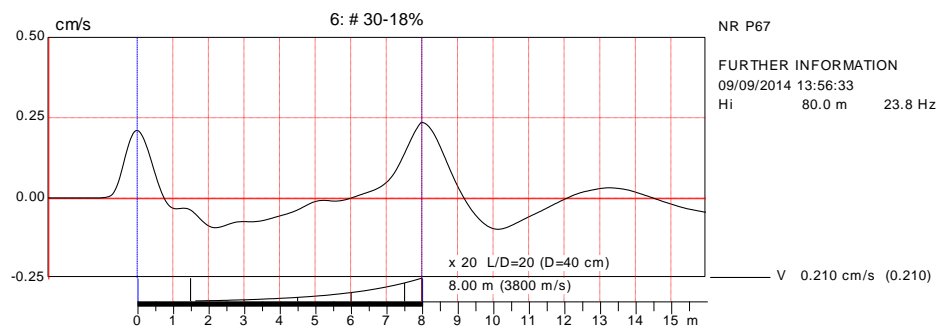
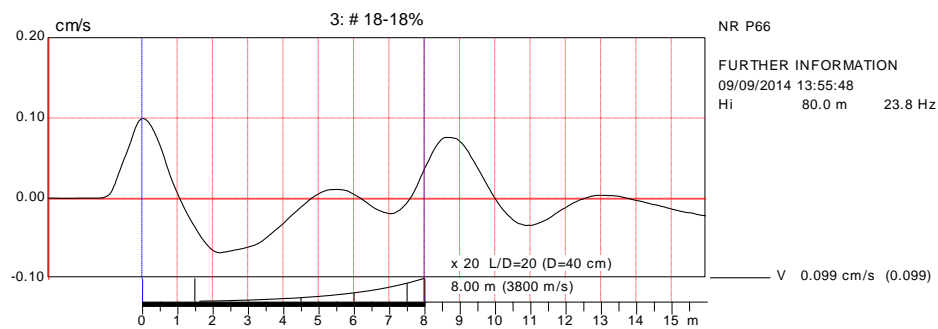
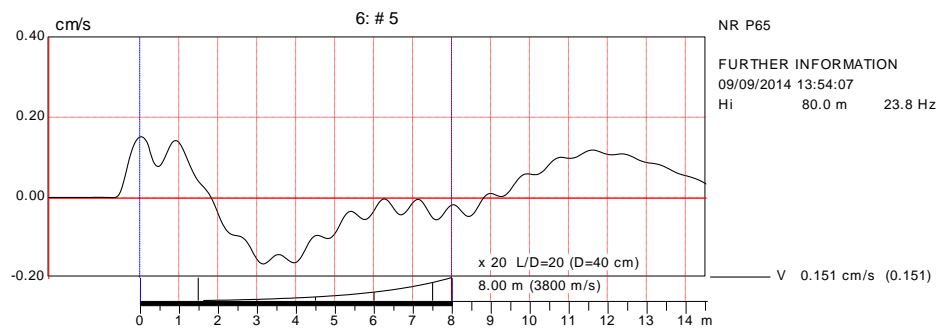


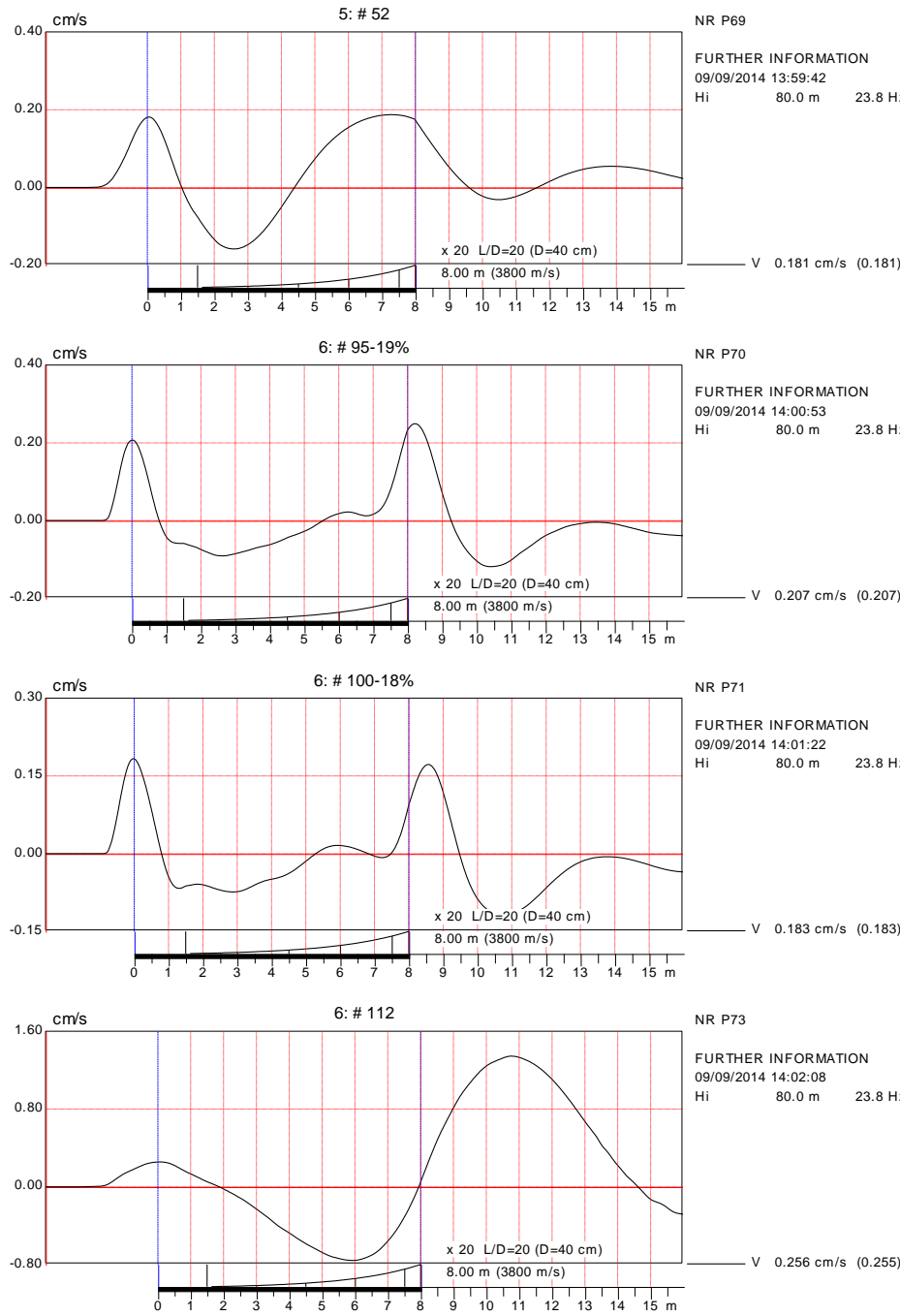


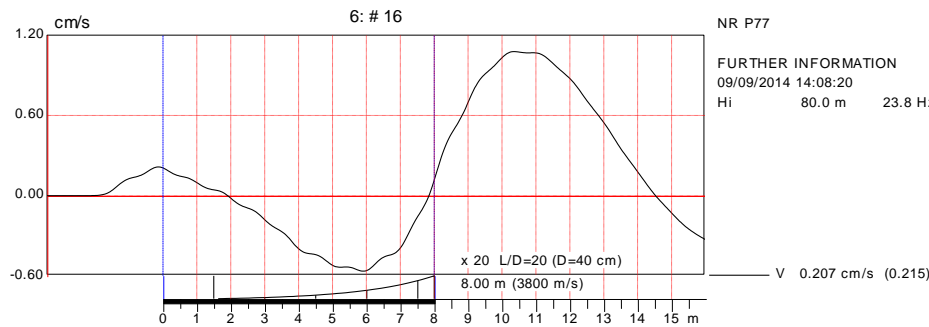
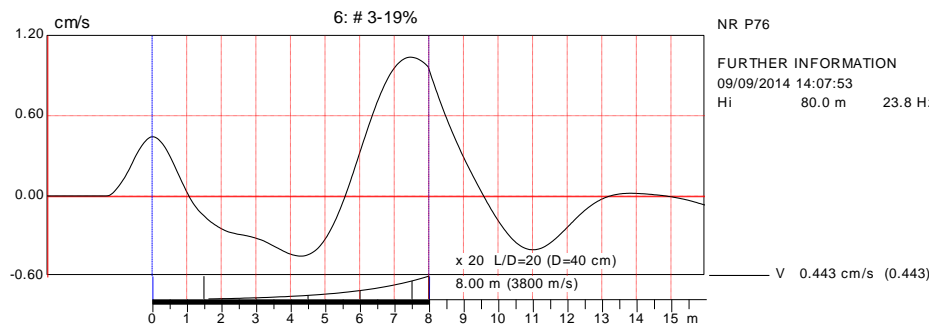
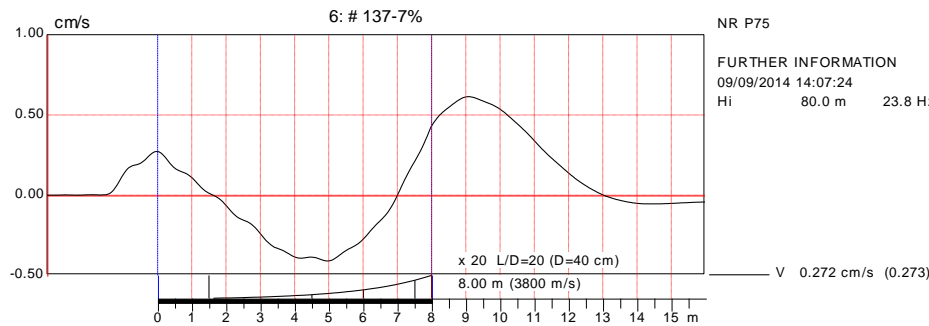
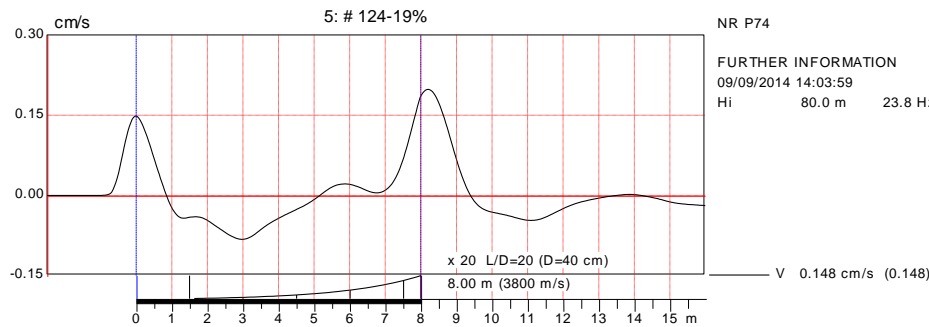


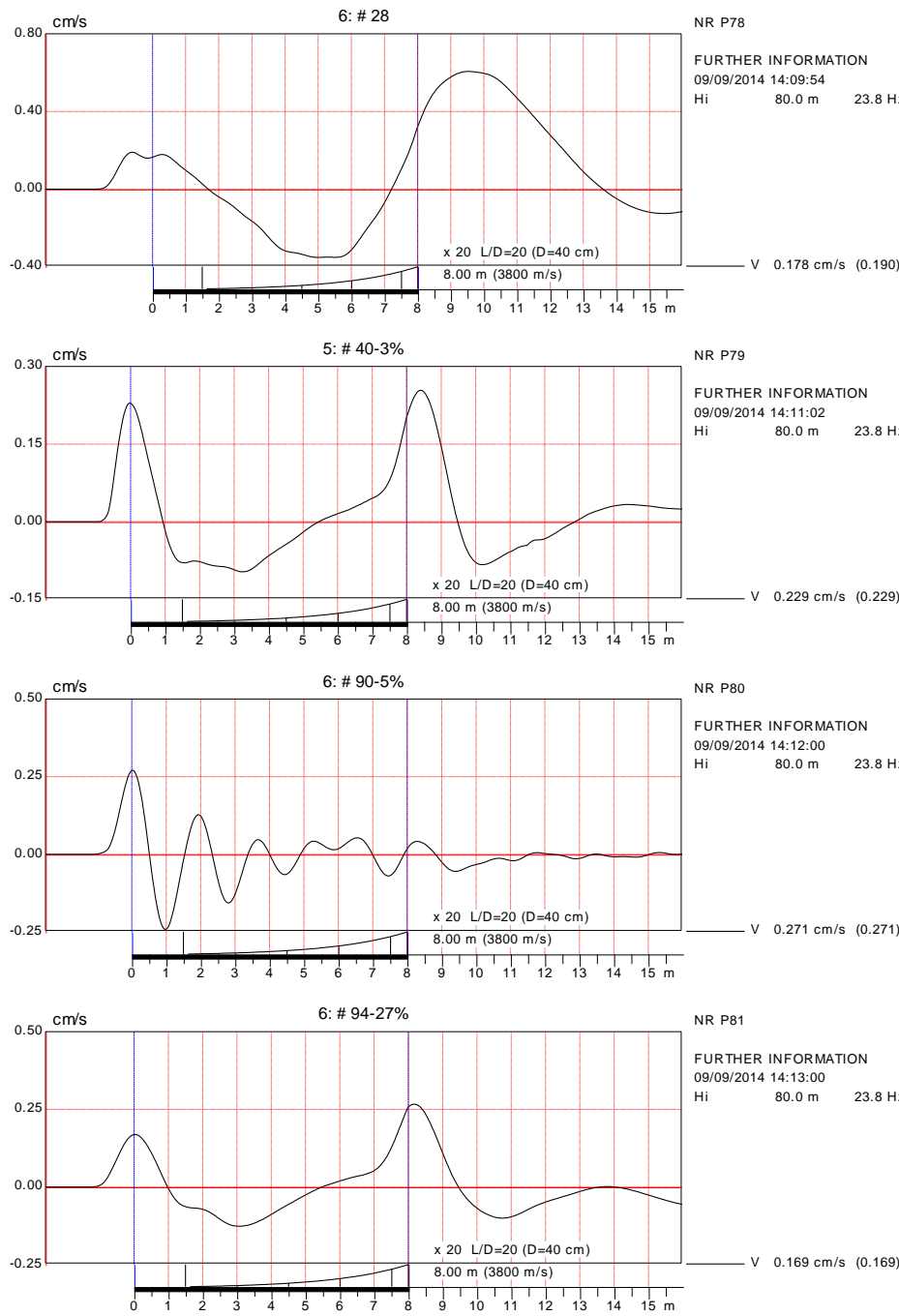


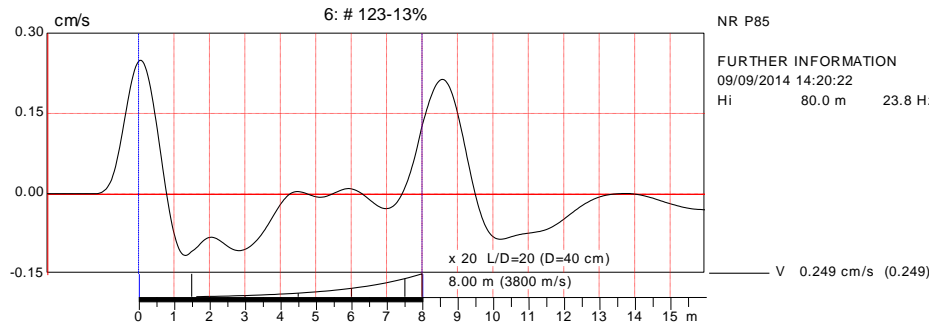
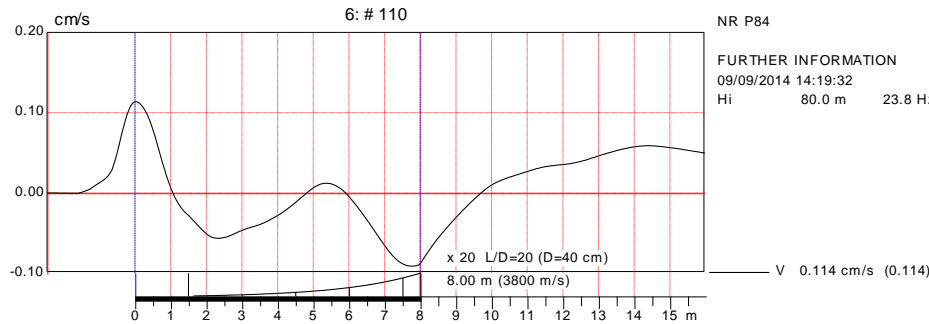
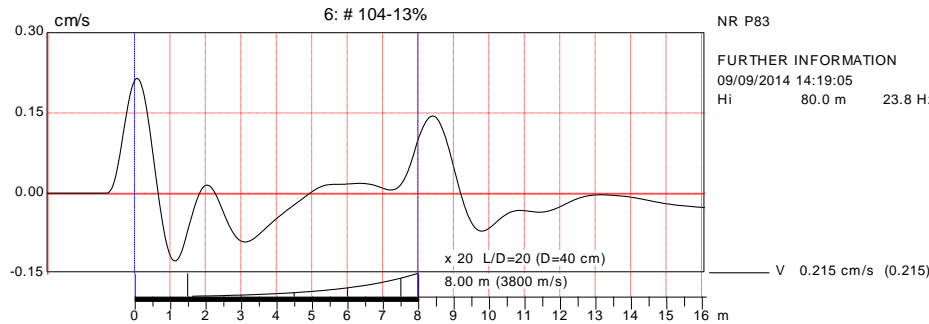
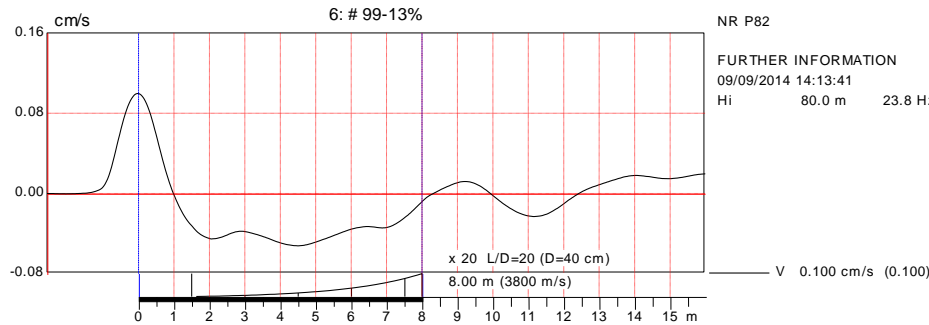


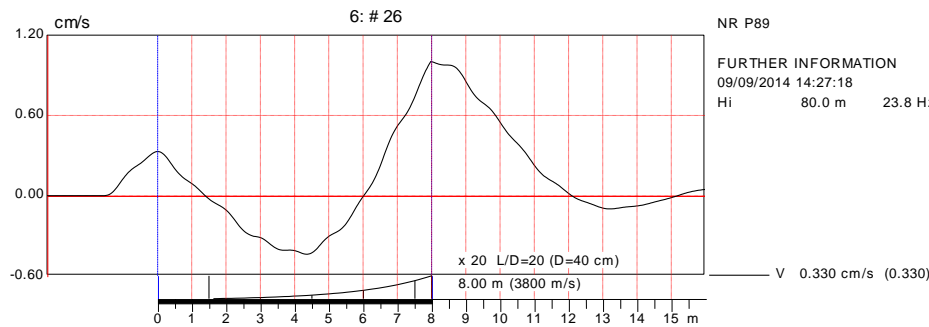
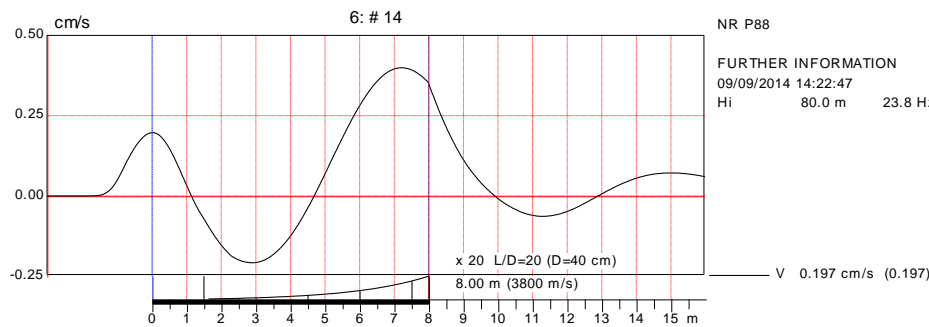
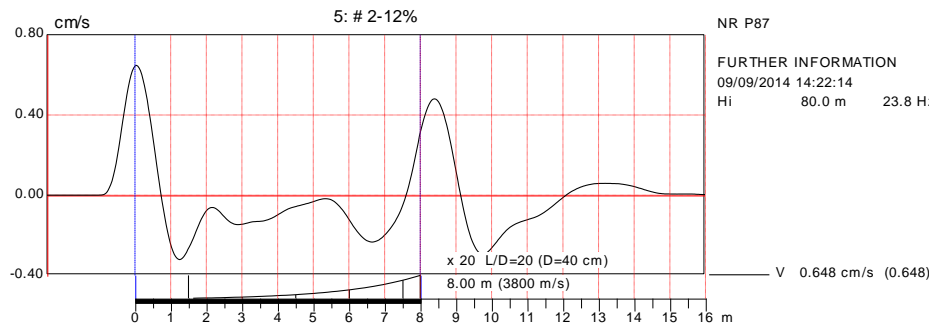
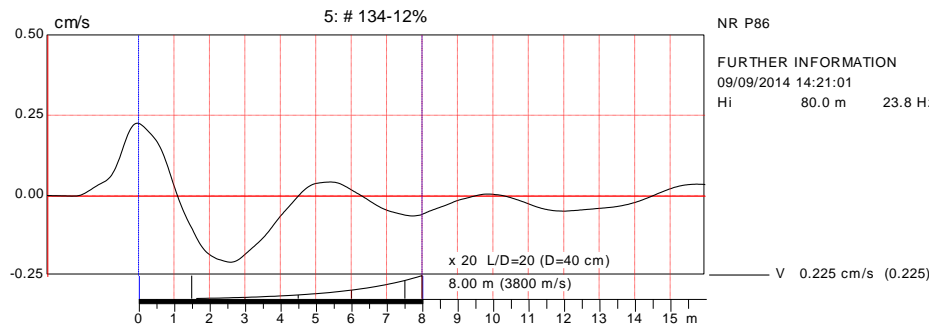


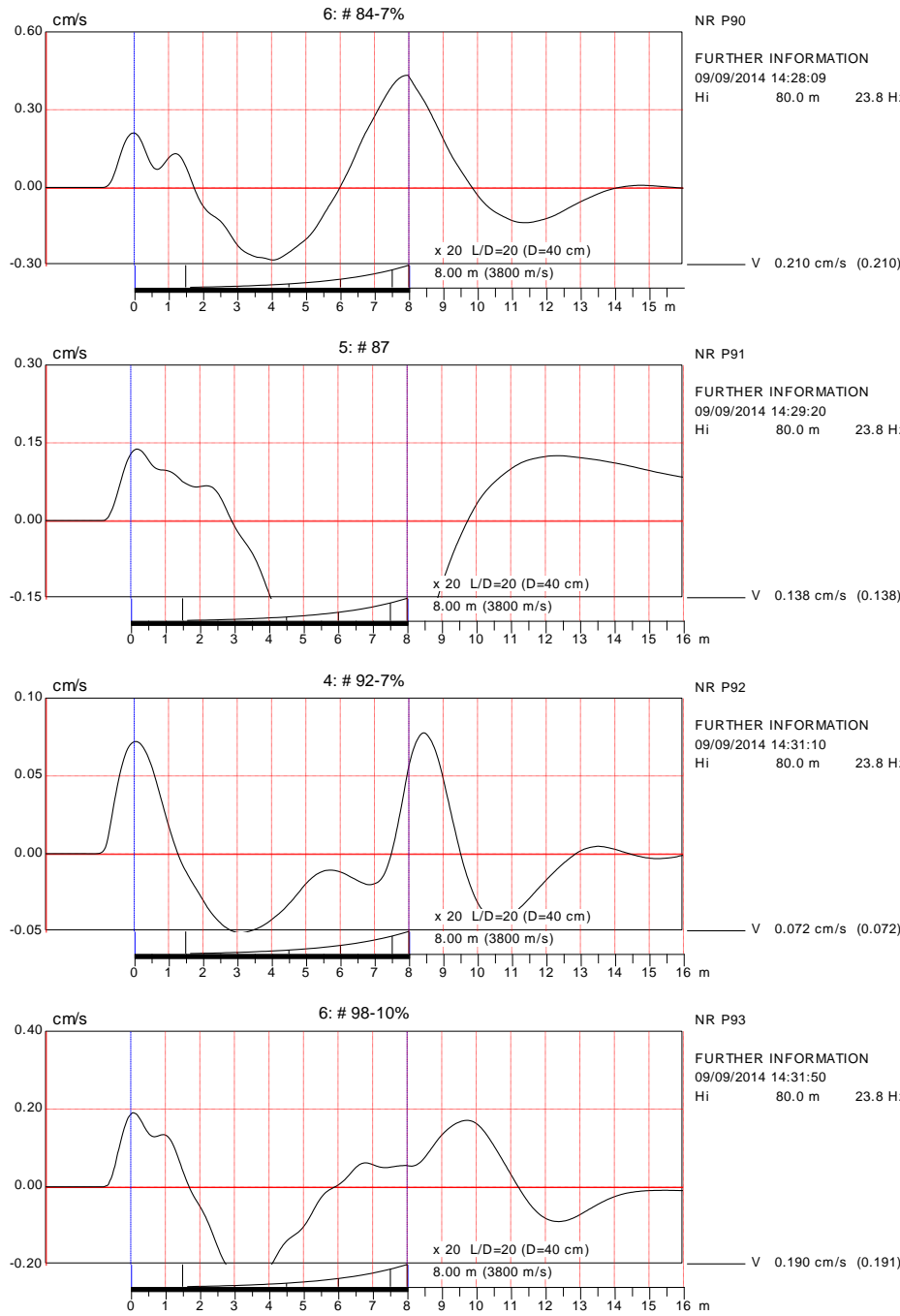


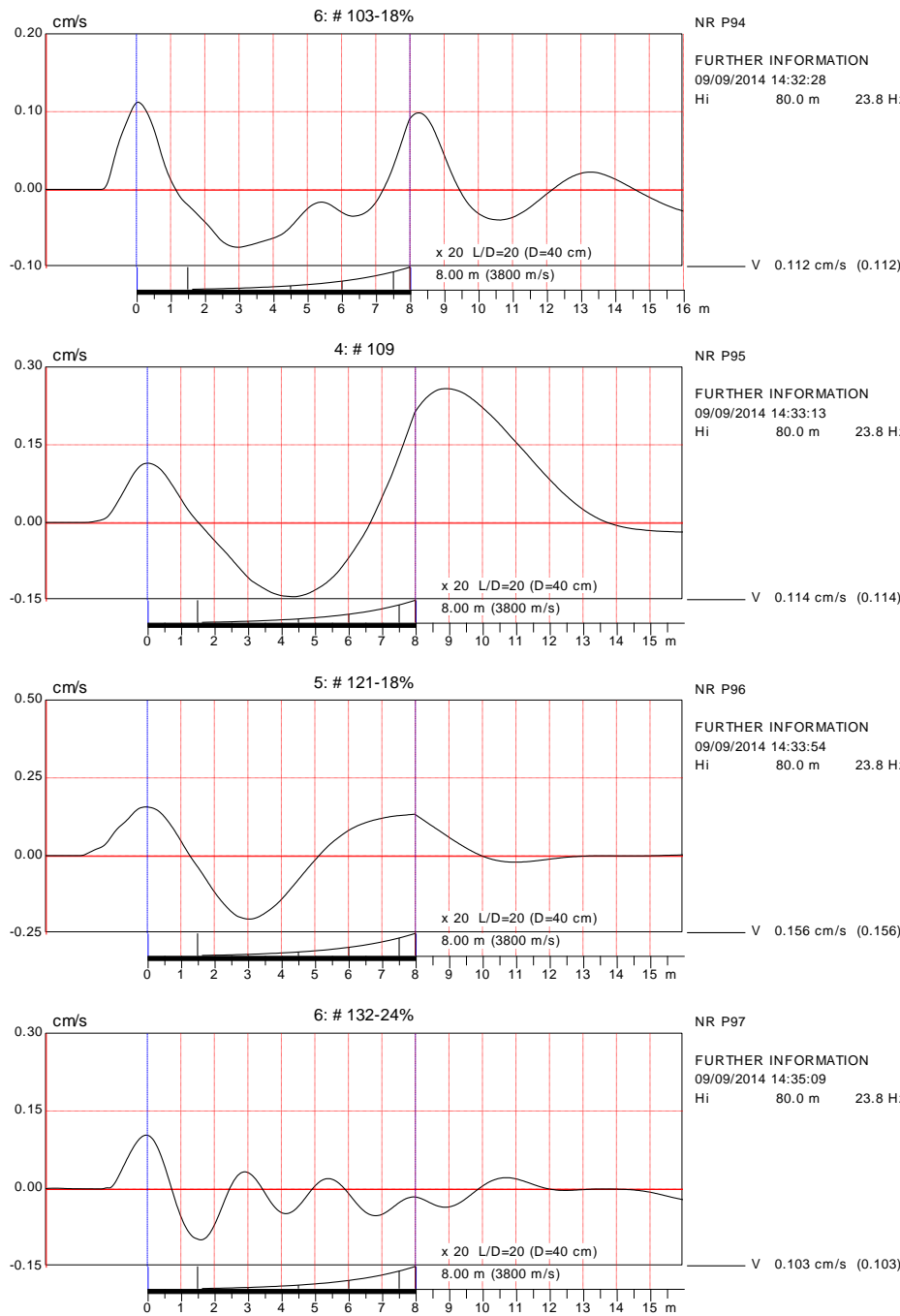


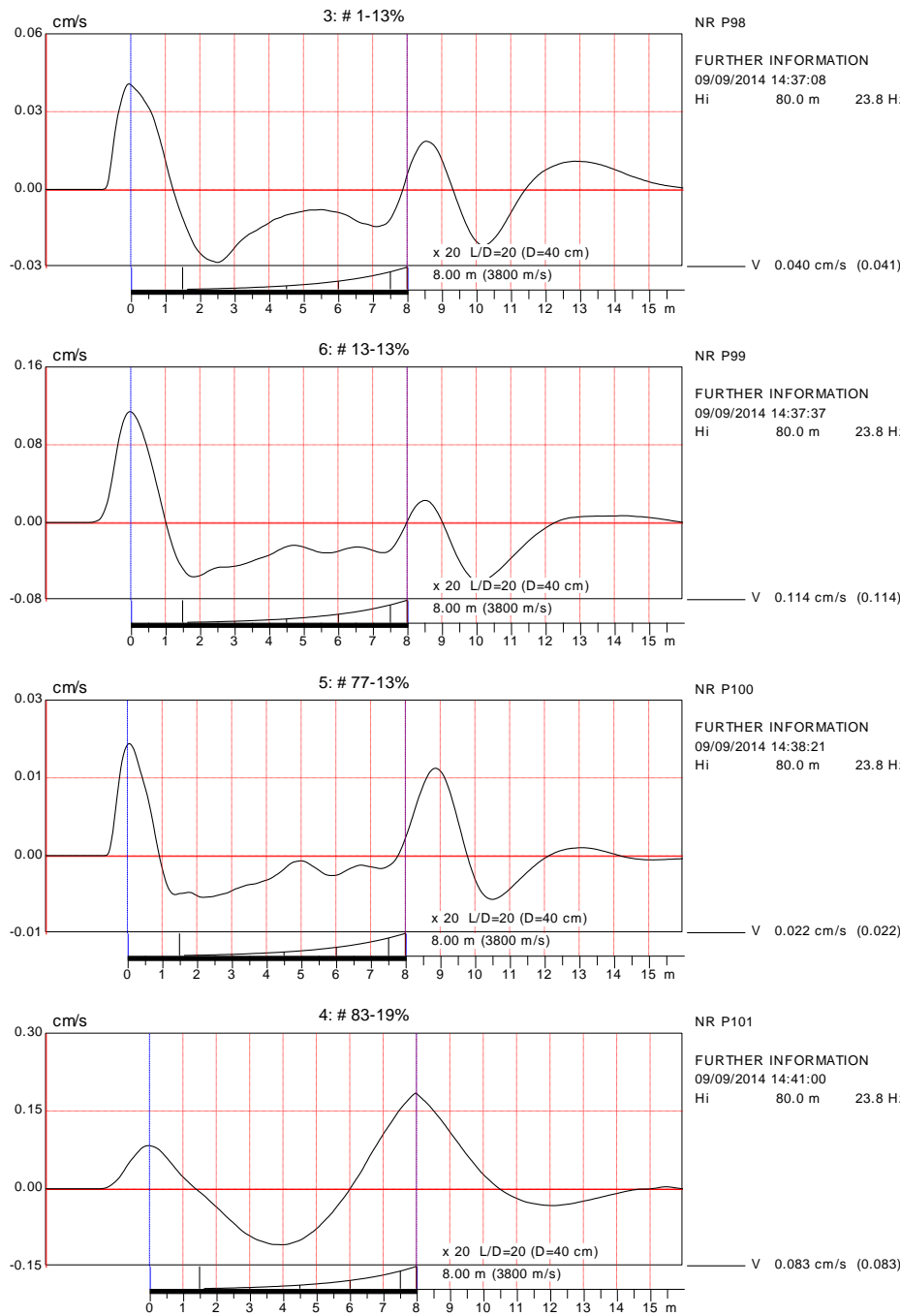


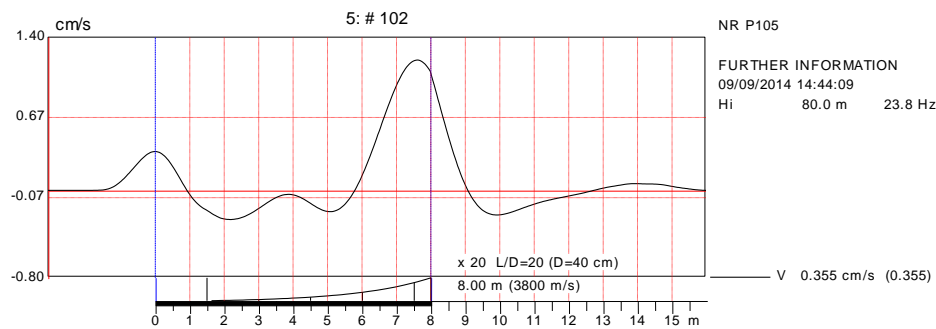
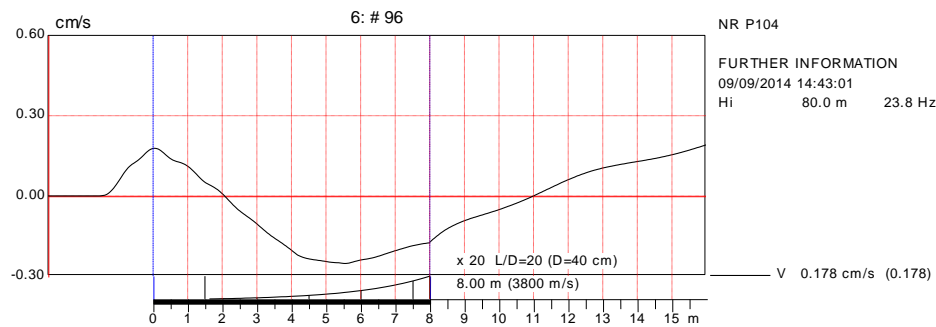
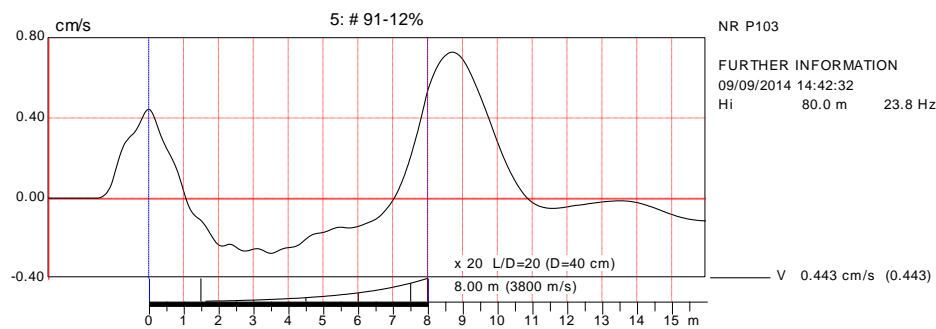
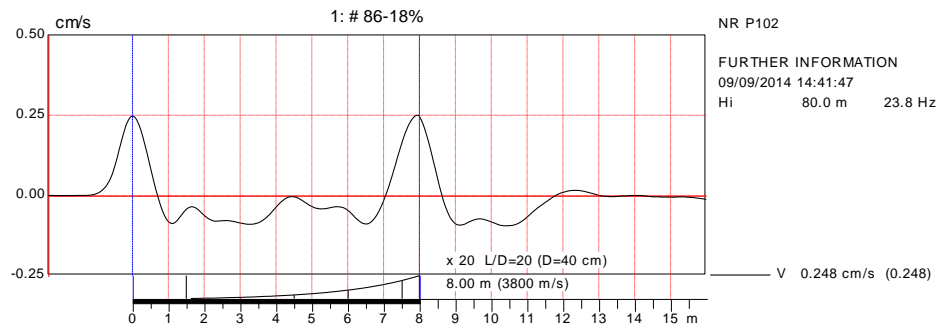










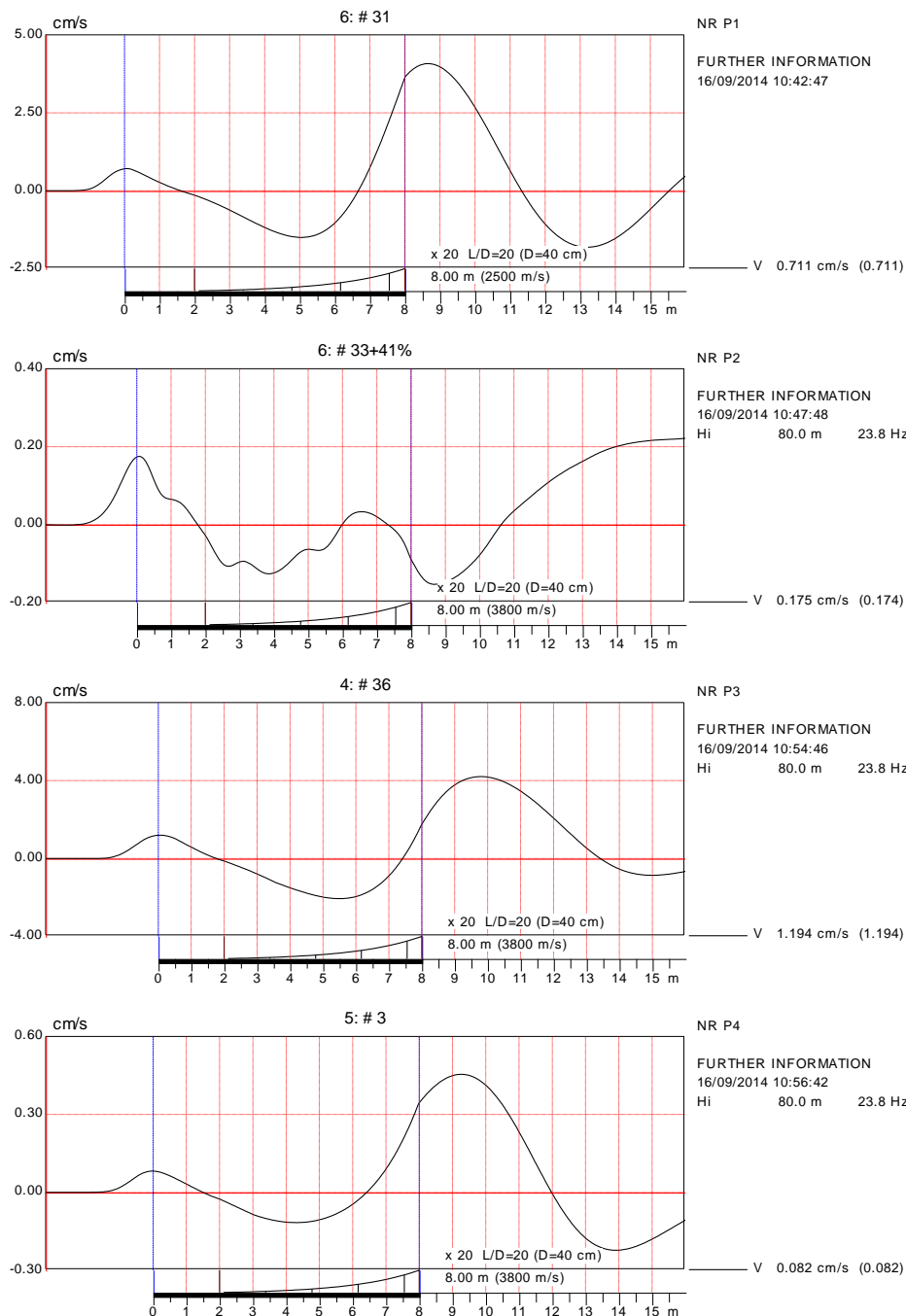


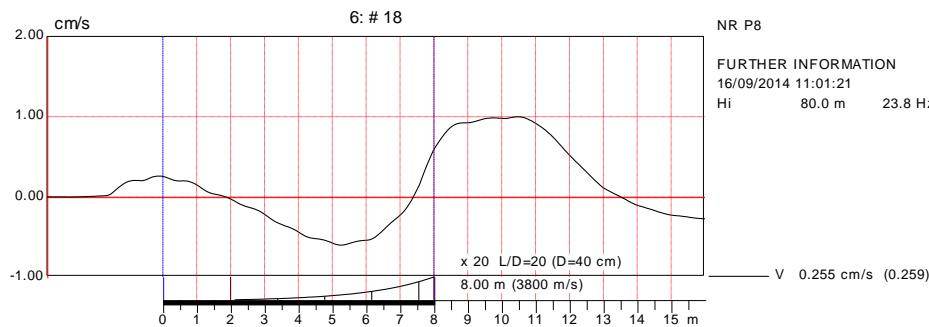
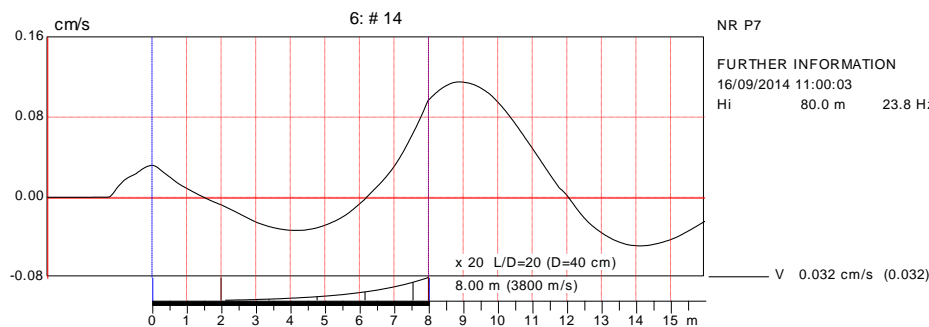
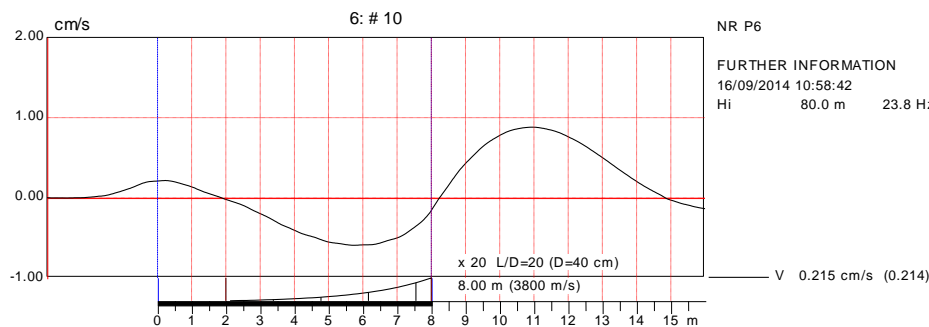
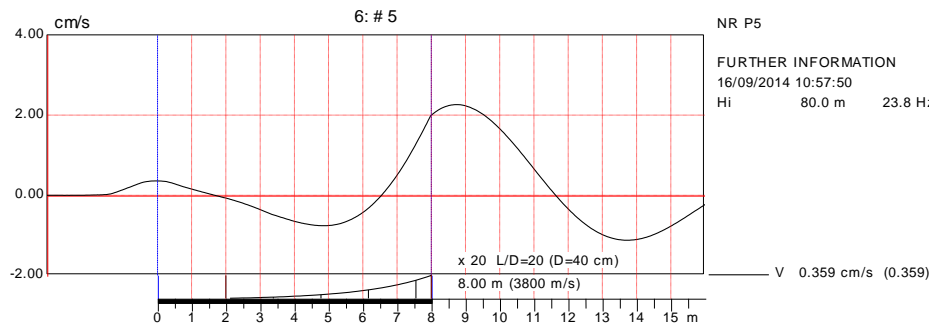
VI. RESULTADOS DO ENSAIO PIT OLAWA – 27.09.2014

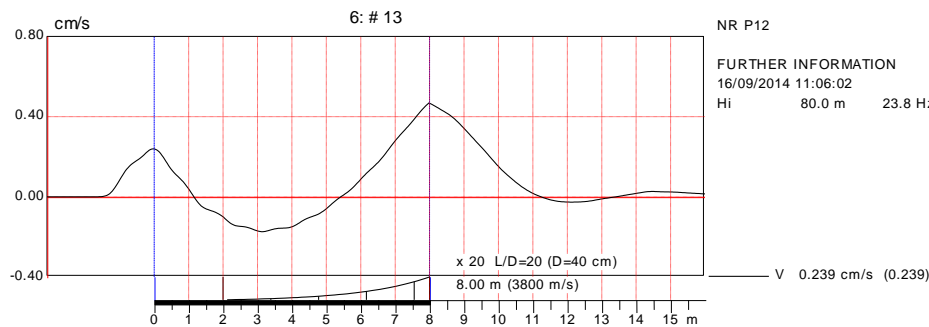
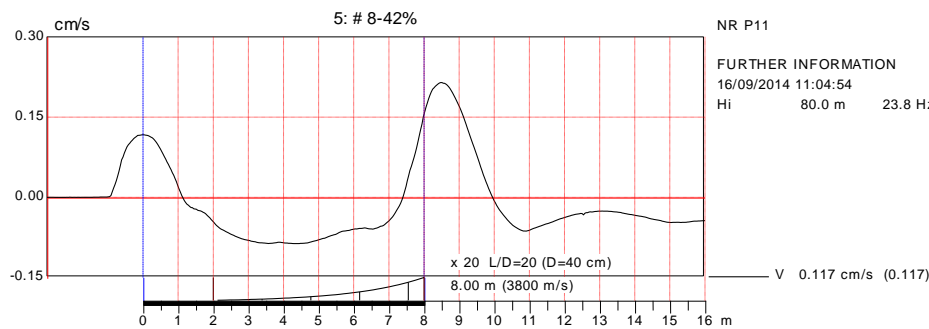
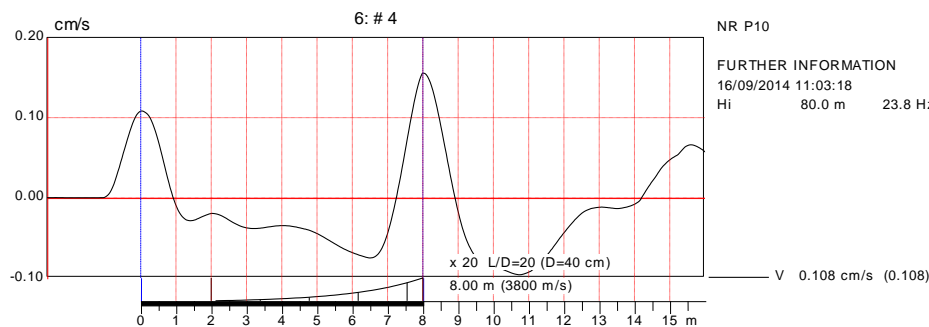
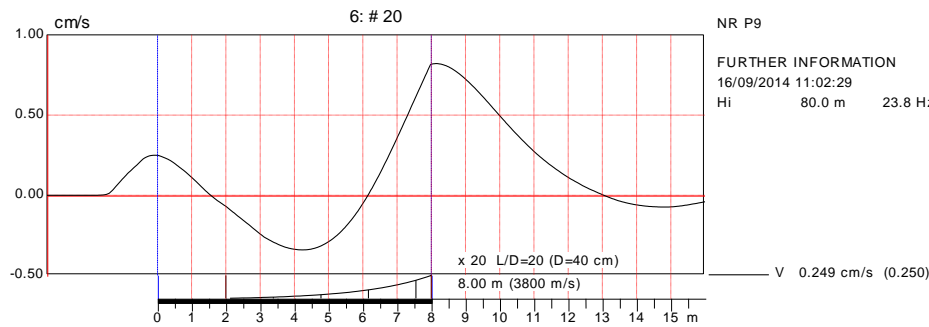
Technical University in Wrocław
OLAWA 2014 D

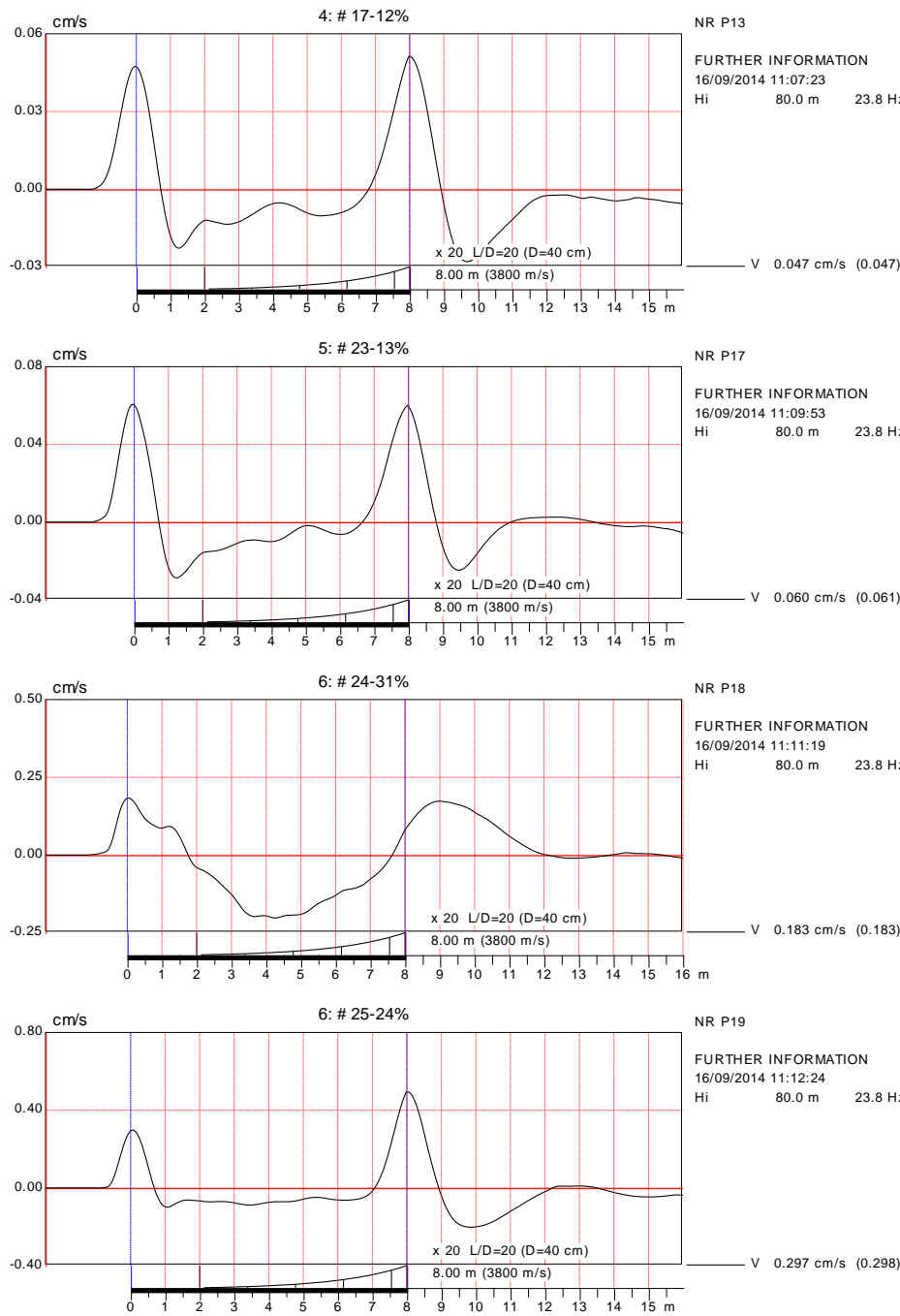
02/04/2015

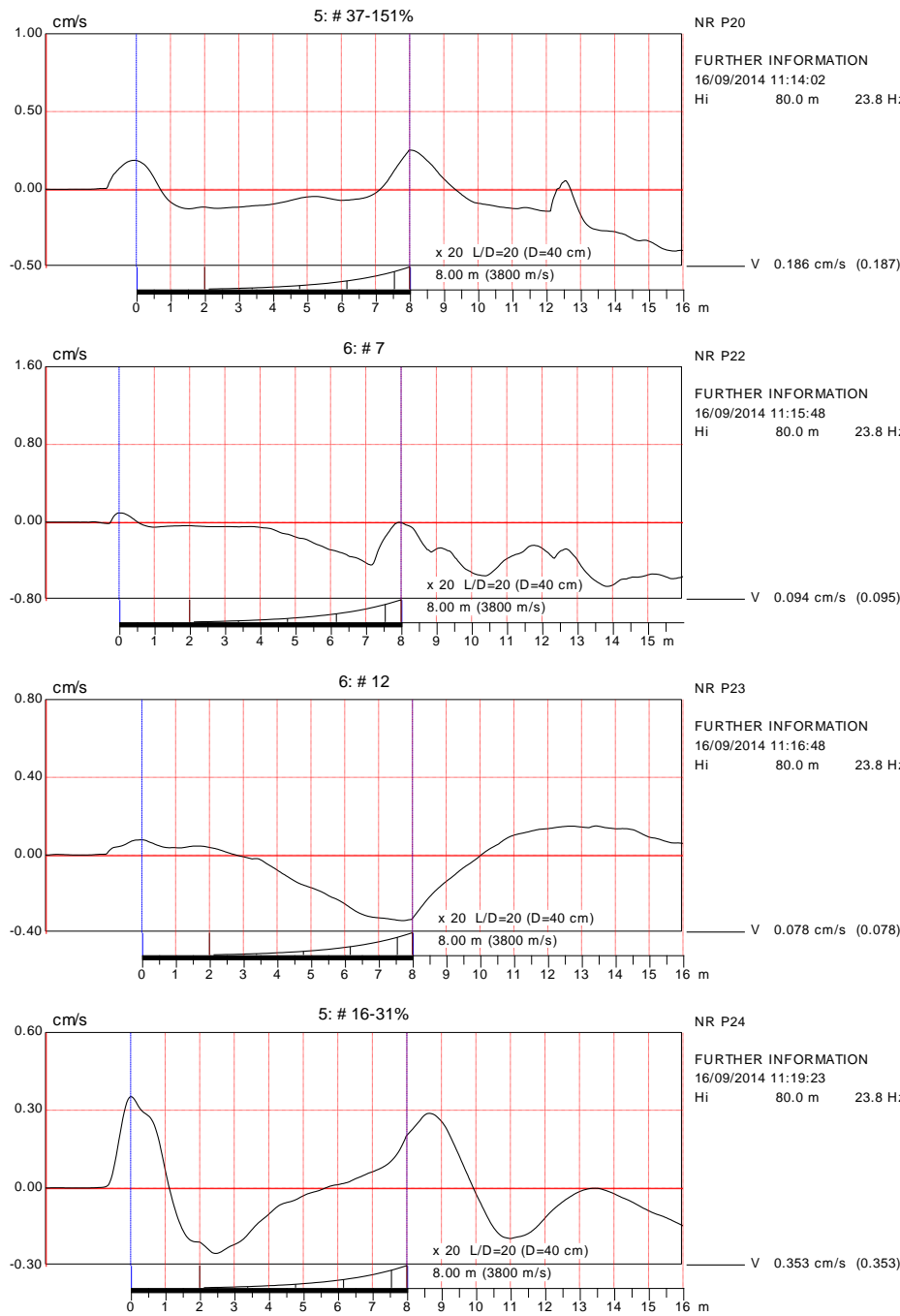
PIT-W™ 2003-2

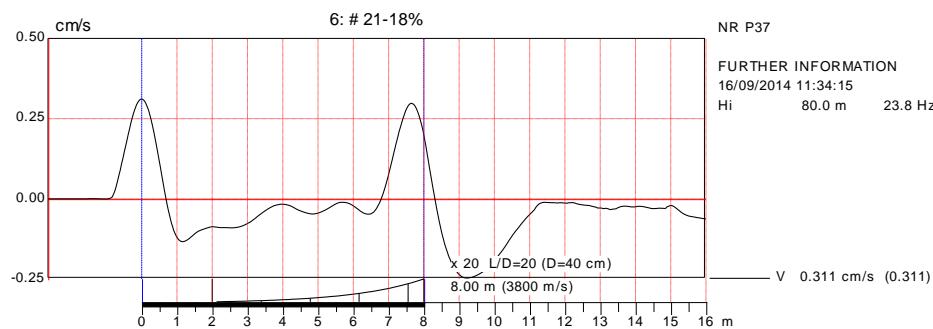
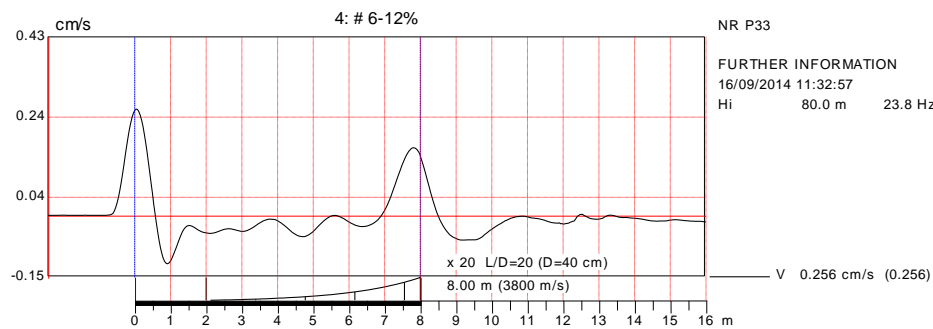
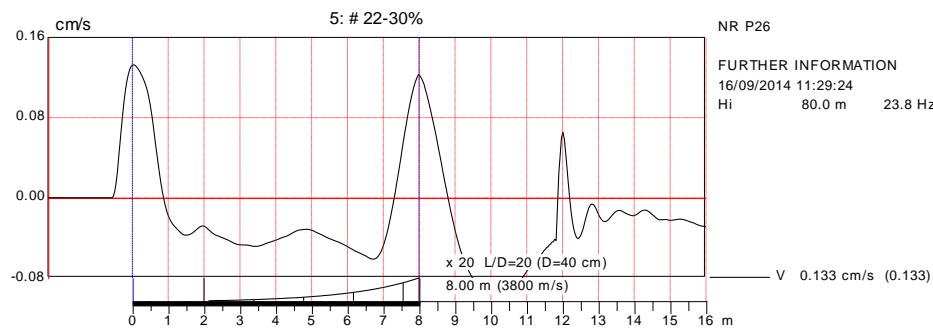
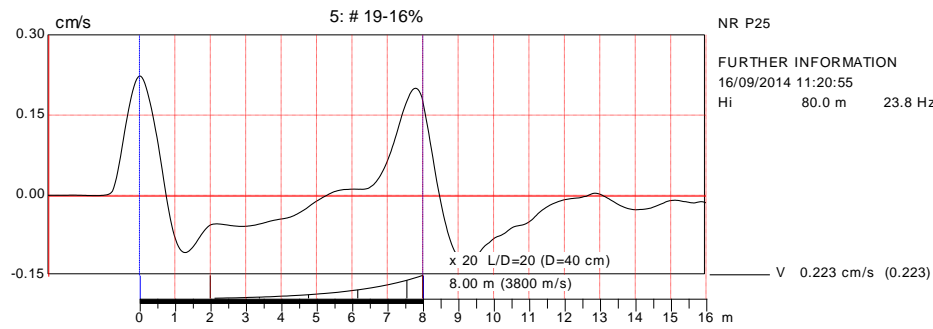


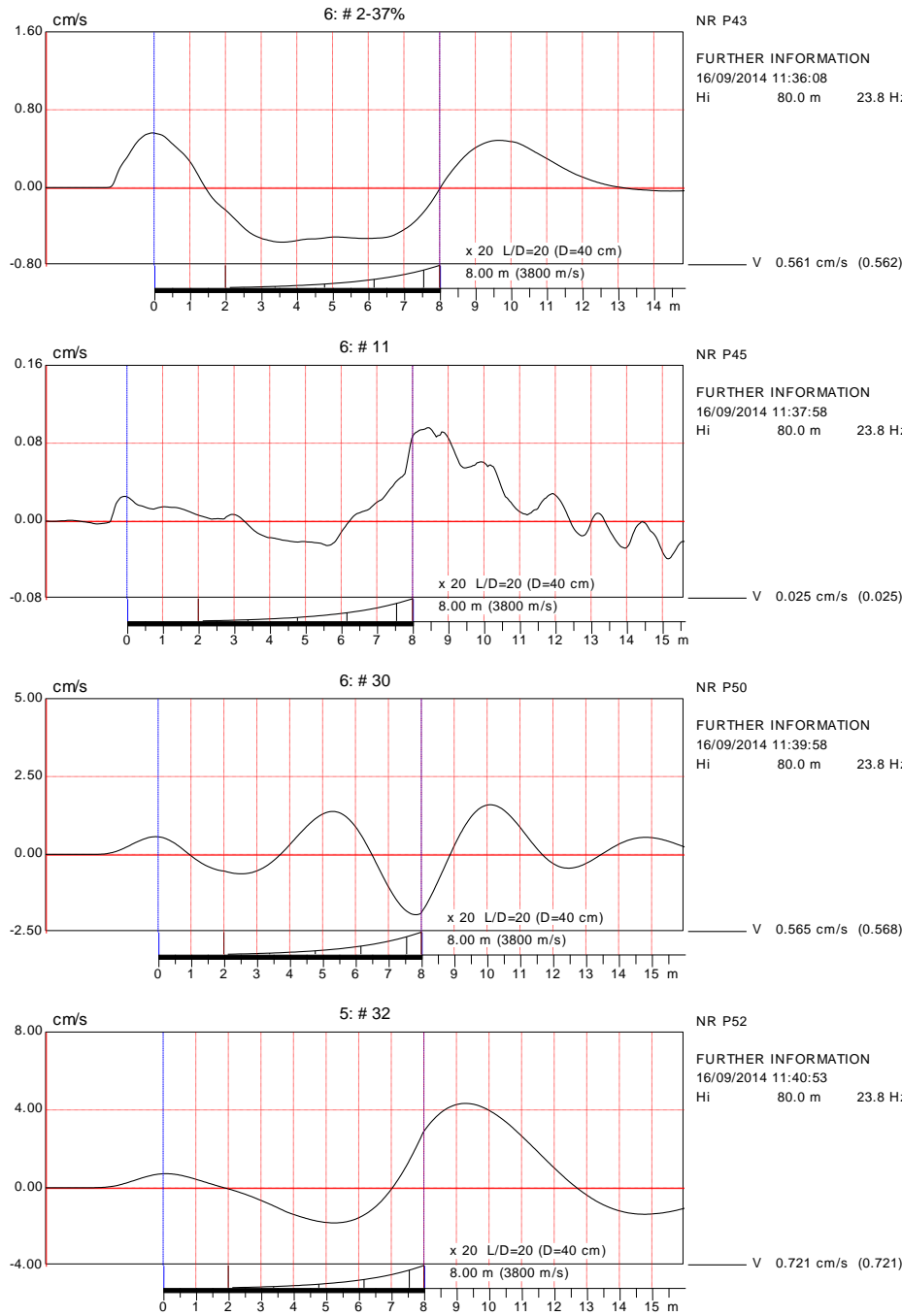


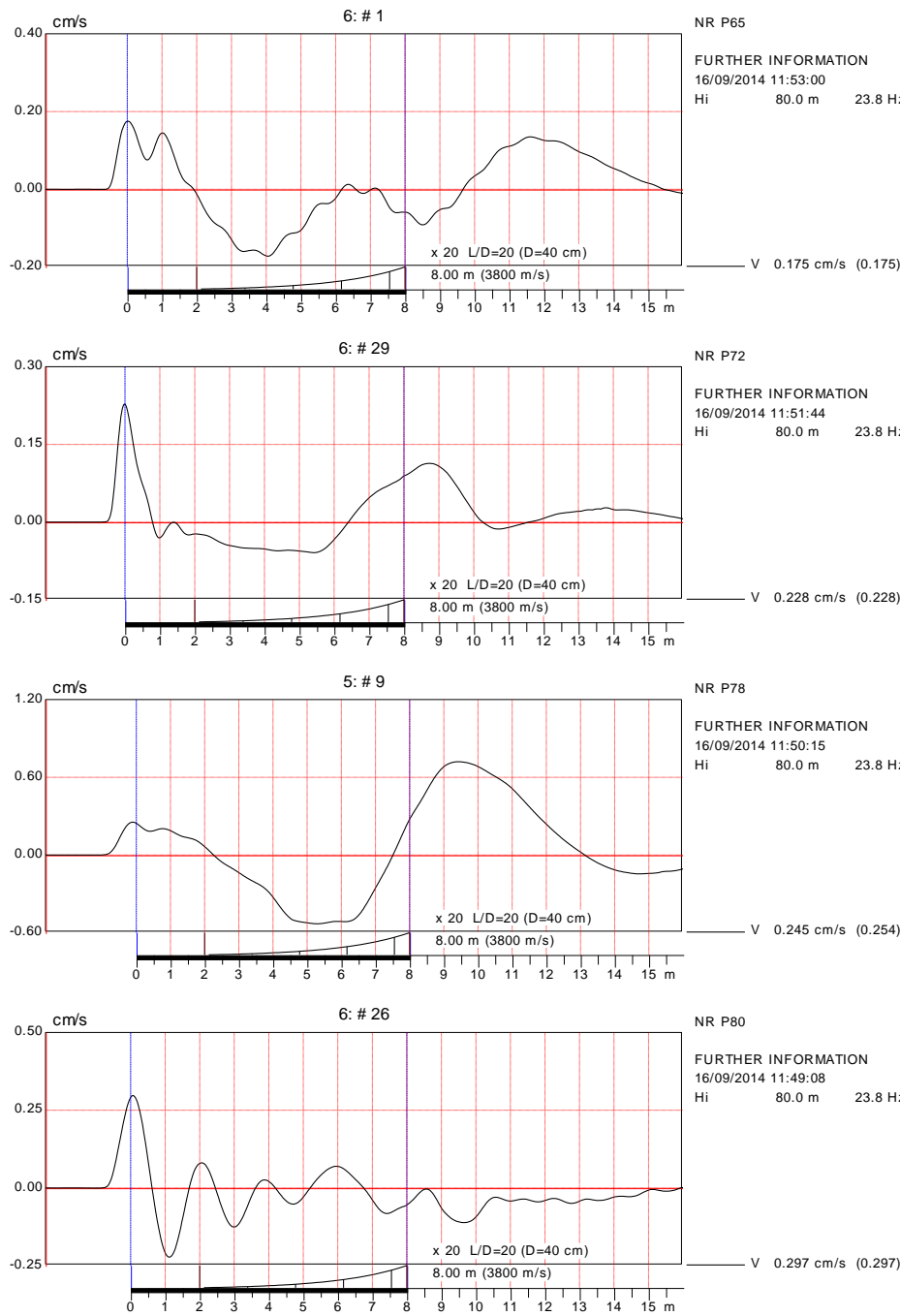


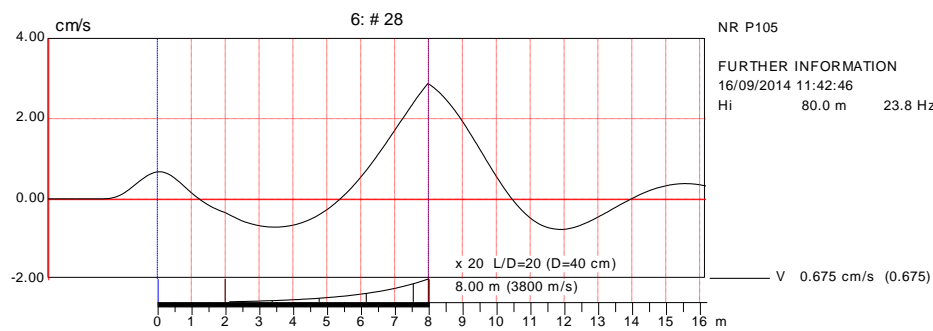
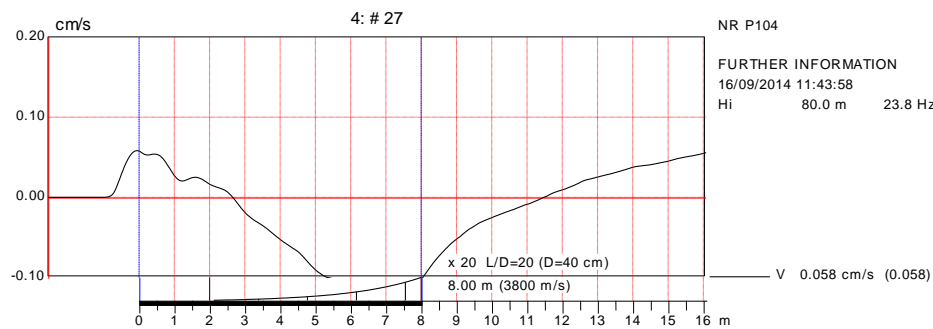
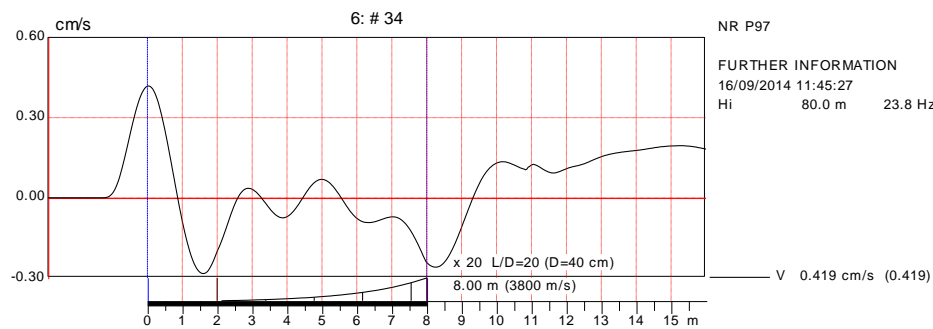
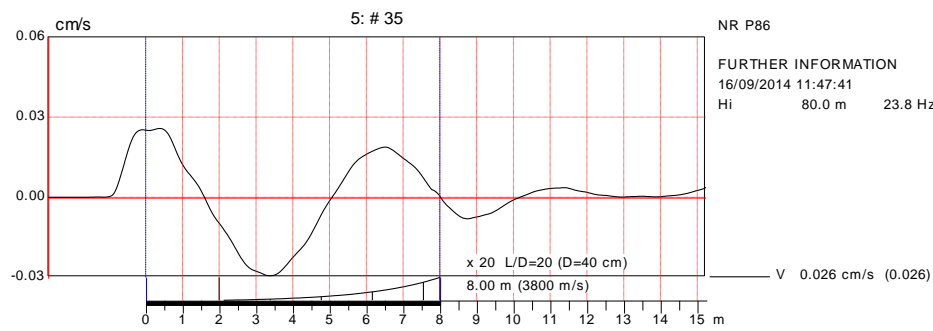




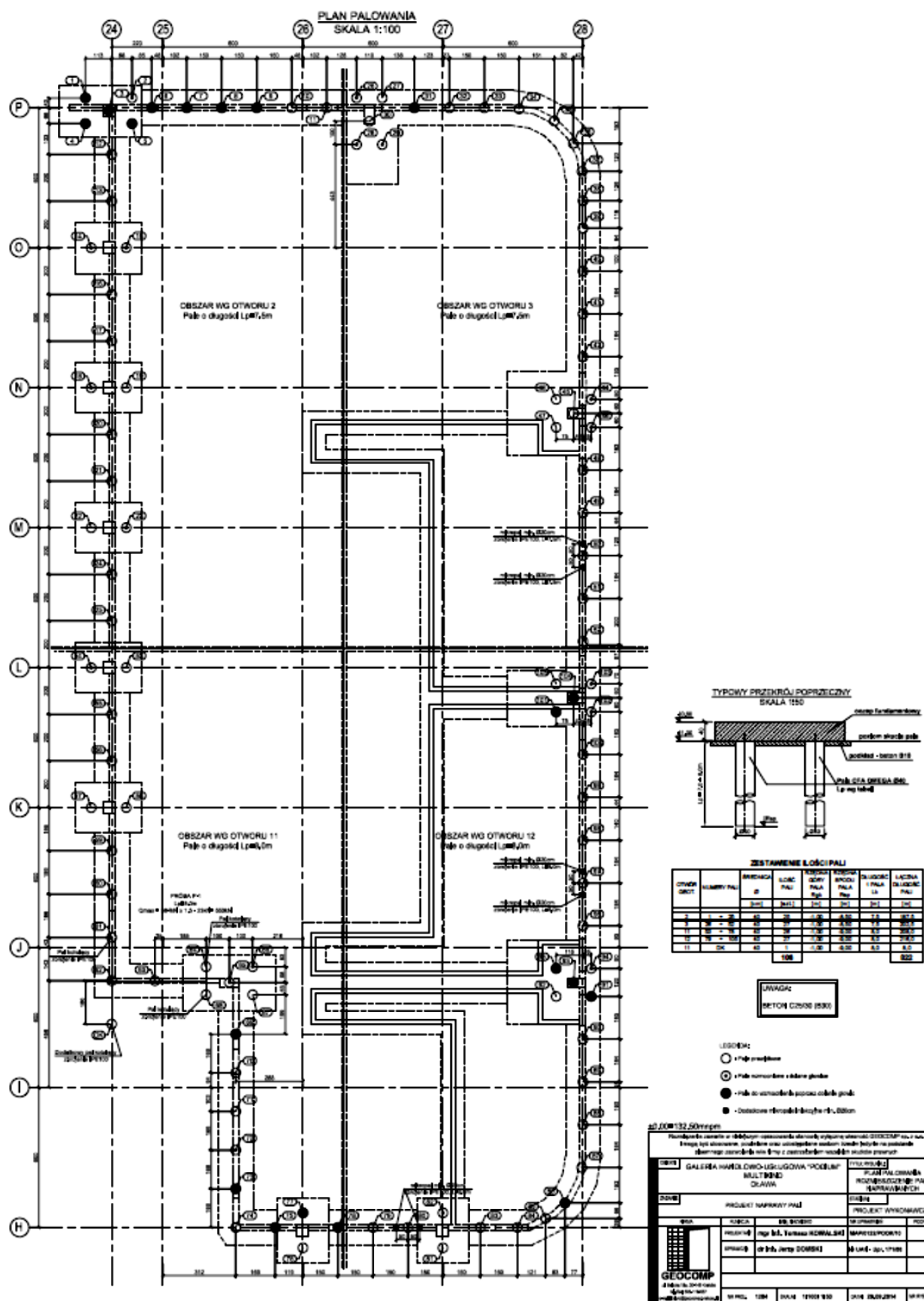








VII. OLAWA – Localização das estacas

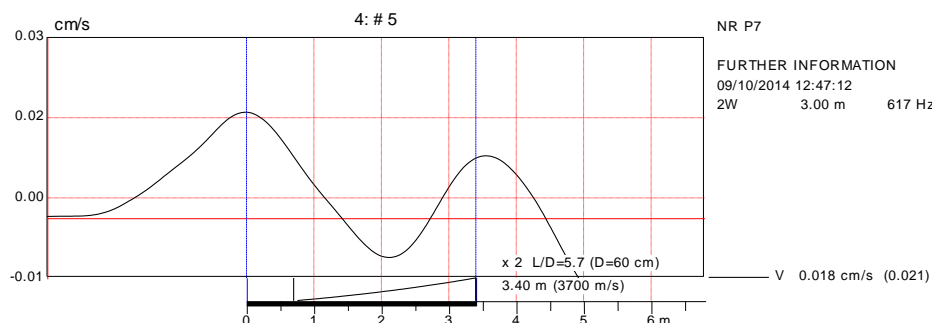
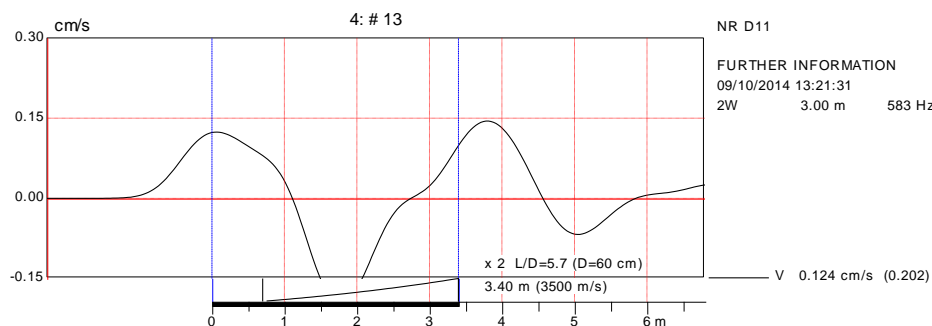
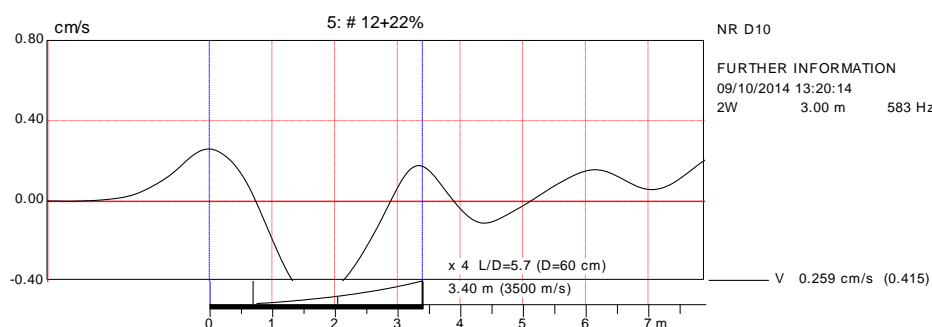
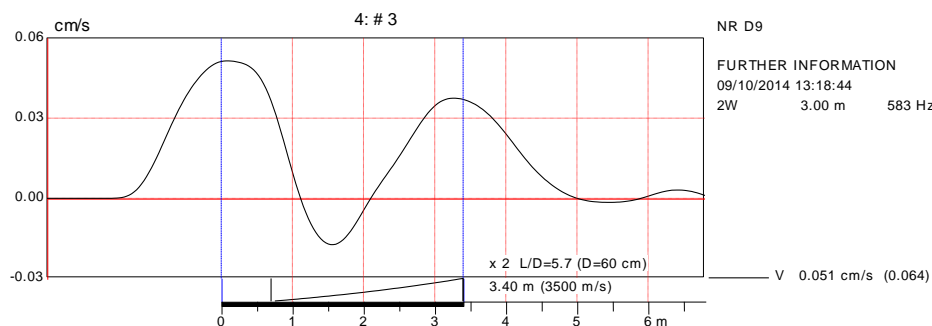


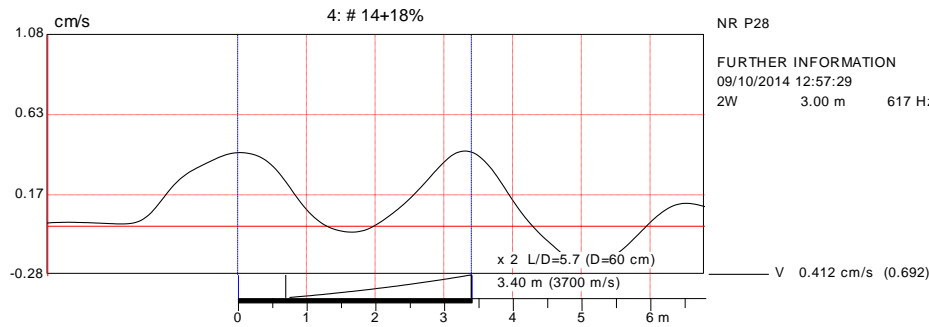
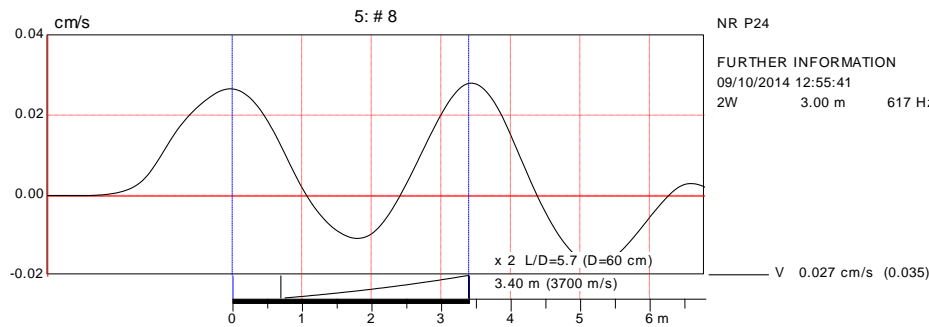
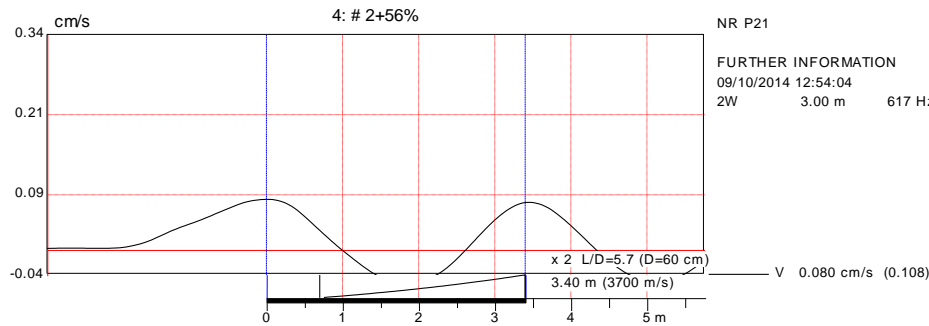
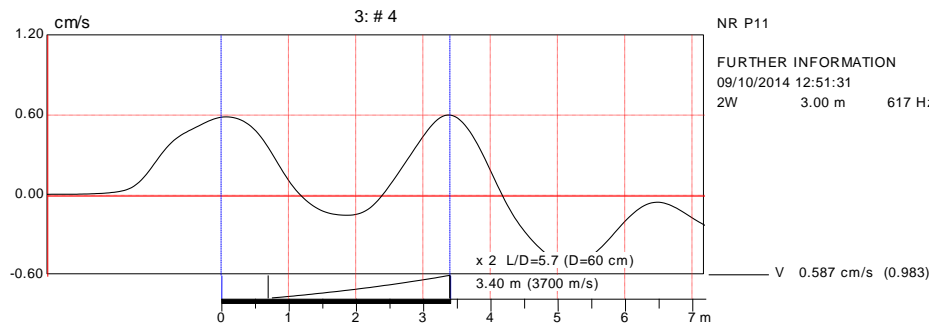
VIII. RESULTADOS DO ENSAIO PIT – ŻERNIKI

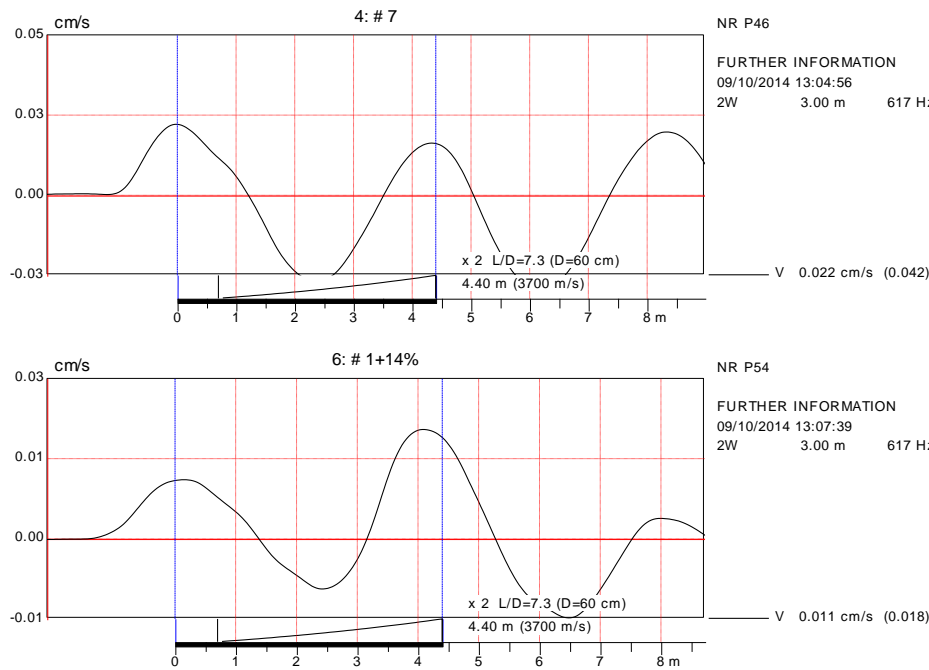
Technical University in Wrocław
żerniki

03/04/2015

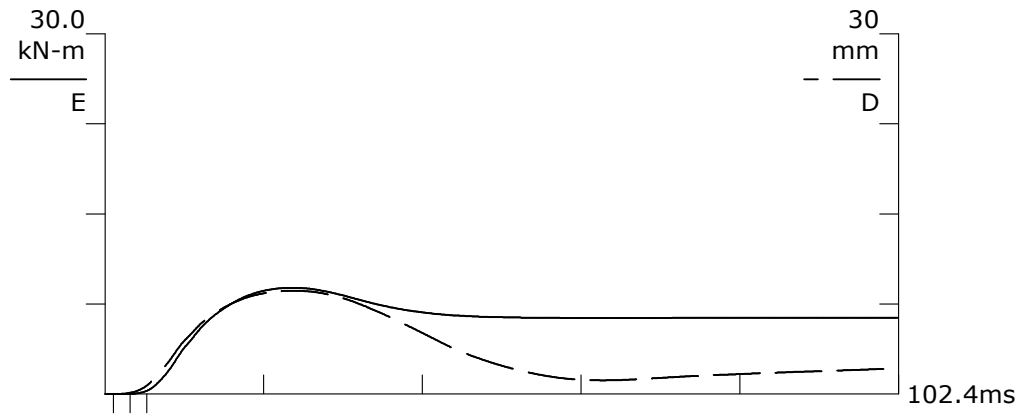
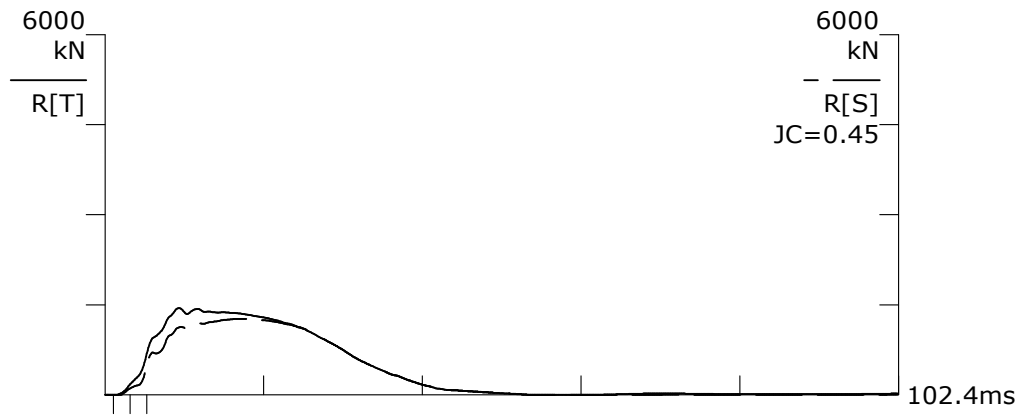
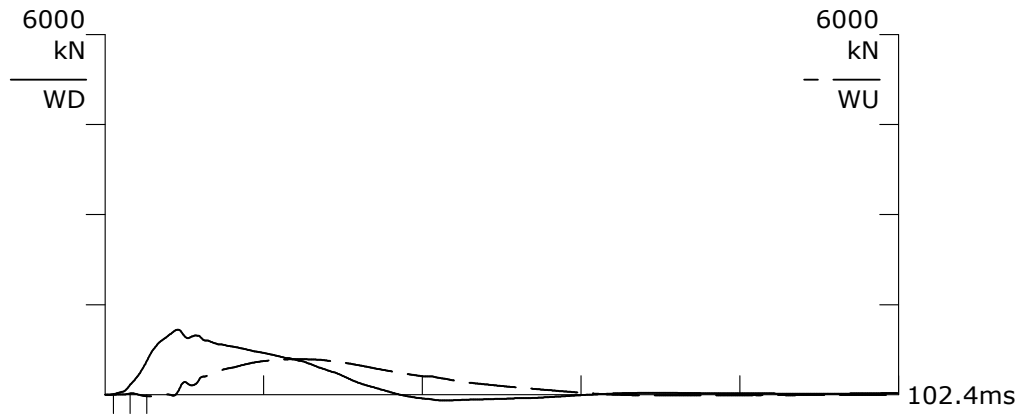
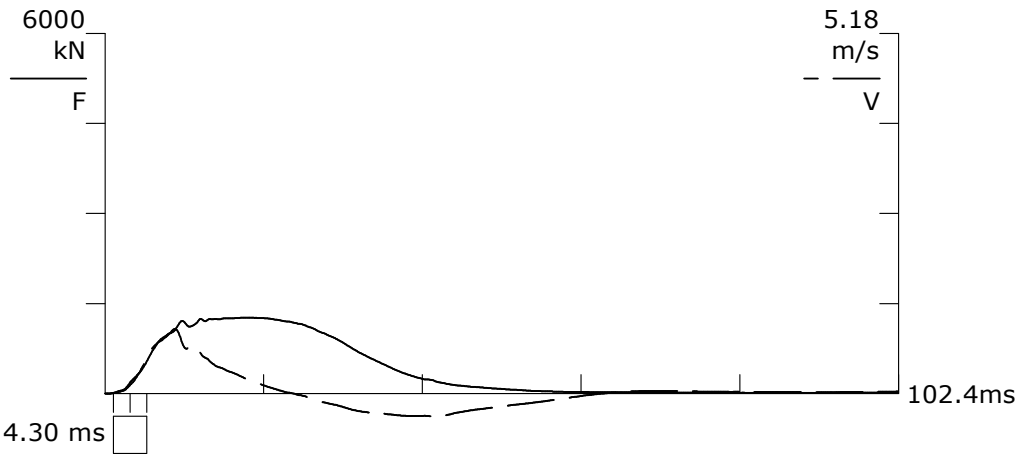
PIT-W™ 2003-2







IX. RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS
- Método de CASE e CAPWAP®

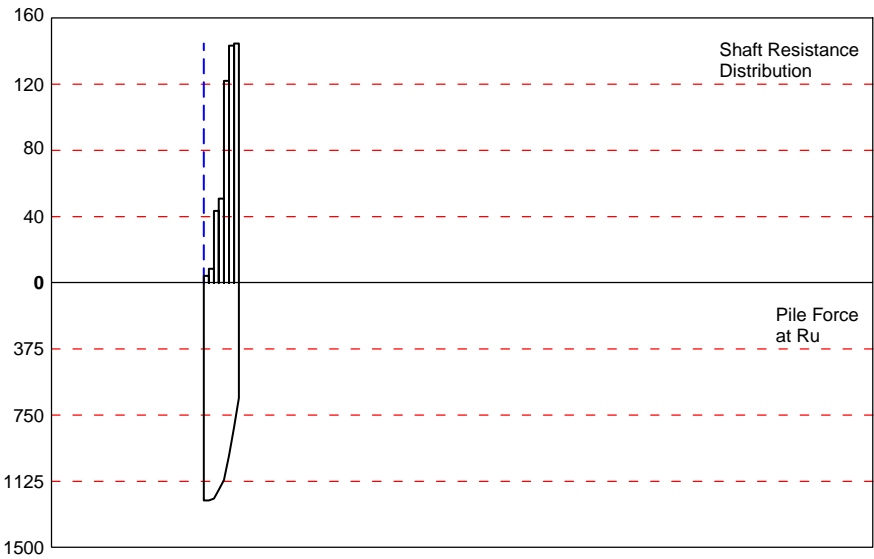
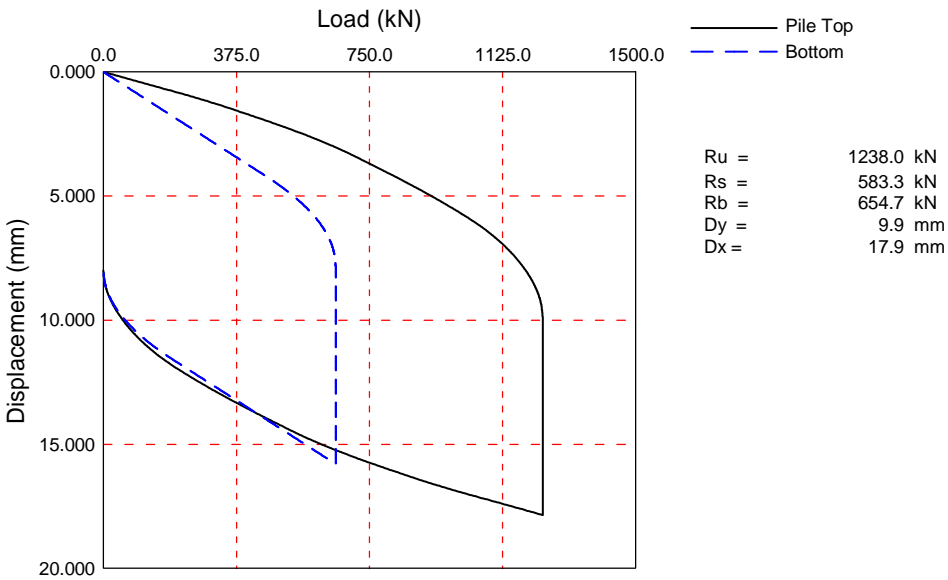
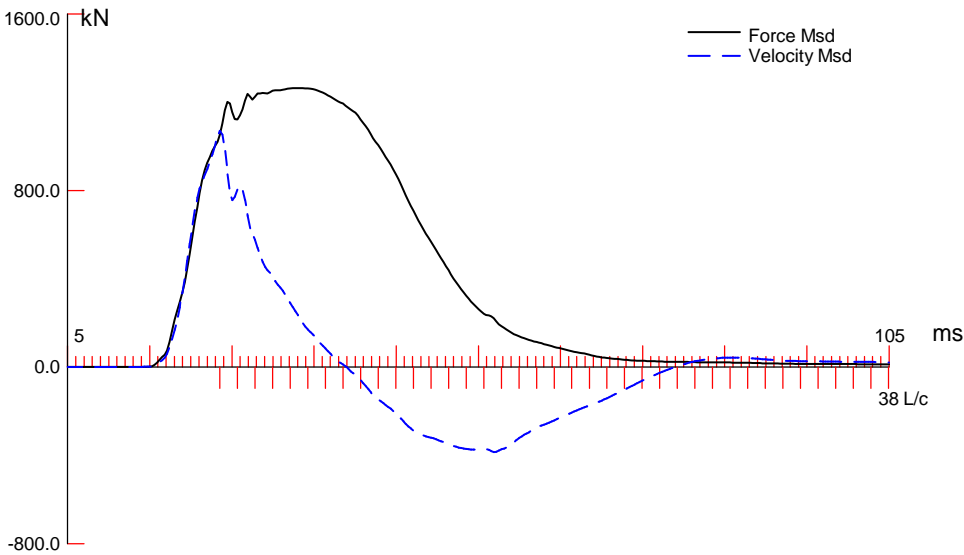
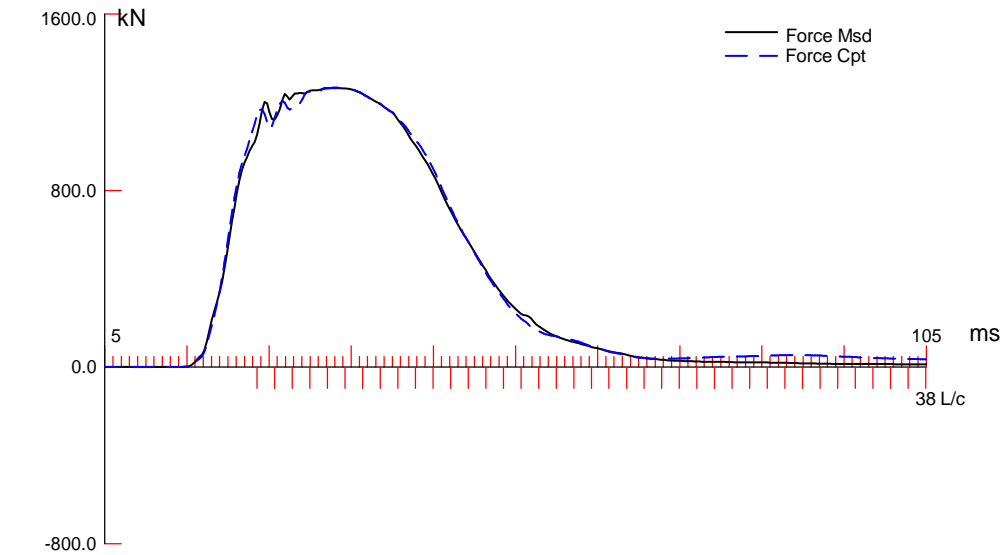


BN 2
2014-06-12 15:09:44
RMX 1264 kN
EMX 8.8 kN-m
FMX 1265 kN
VMX 0.93 m/s
CSX 10.1 MPa
TSX 0.1 MPa
DMX 9 mm
DFN 9 mm
BTA 100.0 (%)

LE 7.9 m
AR 1256.00 cm^2
EM 34000 MPa
SP 24.5 kN/m3
WS 3689.1 m/s
EA/C 1158 kN-s/m
LP 7.7 m

F1234 A1234

F1: [F548] 93 (1.35)
F2: [C194] 93.3 (1.35)
F3: [E490] 93.5 (1.35)
F4: [F490] 93.4 (1.35)
A1: [34756] 1115 g's/v (1)
A2: [34902] 1085 g's/v (1)
A3: [K2201] 300 mv/5000g's (1)
A4: [K1231] 340 mv/5000g's (1)



POZNAN MENARD; Pile: T1D5
 1; Blow: 2
 Metris

Test: 12-Jun-2014 15:09:
 CAPWAP (R) 2006-3
 OP: OPERATOR NAME

CAPWAP SUMMARY RESULTS

| Total CAPWAP Capacity: | | 1238.0; along Shaft | | 583.3; at Toe | | 654.7 kN | | | |
|-------------------------------|------------------------|----------------------------|----------|----------------------|-----------------|------------------------------|----------------------------|-----------------------------|-------------|
| Soil Sgmnt No. | Dist. Below Gages m | Depth Below Grade m | Ru kN | Force in Pile kN | Sum of Ru kN | Unit Resist. (Depth) kN/m | Unit Resist. (Area) kPa | Smith Damping Factor s/m | Quake mm |
| | | | | 1238.0 | | | | | |
| 1 | 1.1 | 0.9 | 4.8 | 1233.2 | 4.8 | 5.17 | 4.12 | 0.731 | 1.004 |
| 2 | 2.3 | 2.1 | 9.7 | 1223.5 | 14.5 | 8.59 | 6.84 | 0.731 | 1.004 |
| 3 | 3.4 | 3.2 | 49.1 | 1174.4 | 63.6 | 43.51 | 34.64 | 0.731 | 1.004 |
| 4 | 4.5 | 4.3 | 57.3 | 1117.1 | 120.9 | 50.77 | 40.42 | 0.731 | 1.904 |
| 5 | 5.6 | 5.4 | 137.7 | 979.4 | 258.6 | 122.01 | 97.14 | 0.731 | 4.004 |
| 6 | 6.8 | 6.6 | 161.6 | 817.8 | 420.2 | 143.19 | 114.00 | 0.731 | 1.904 |
| 7 | 7.9 | 7.7 | 163.1 | 654.7 | 583.3 | 144.52 | 115.06 | 0.731 | 4.204 |
| Avg. Shaft | | | 83.3 | | | 75.75 | 60.31 | 0.731 | 2.945 |
| Toe | | | 654.7 | | | | 5212.58 | 0.574 | 6.004 |

| Soil Model Parameters/Extensions | | | Shaft | Toe |
|--------------------------------------|--|--|-------|-------|
| Case Damping Factor | | | 0.368 | 0.325 |
| Unloading Quake (% of loading quake) | | | 42 | 100 |
| Reloading Level (% of Ru) | | | 100 | 100 |
| Unloading Level (% of Ru) | | | 0 | |

CAPWAP match quality = 2.88 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: final set = 8.000 mm; blow count = 125 b/m
 Computed: final set = 2.056 mm; blow count = 486 b/m
 Replay Factor: F1:1.350; F2:1.350; F3:1.350; F4:1.350;
 V1:1.000; V2:1.000; V3:1.000; V4:1.000;
 max. Top Comp. Stress = 10.2 MPa (T= 33.0 ms, max= 1.014 x Top)
 max. Comp. Stress = 10.4 MPa (Z= 3.4 m, T= 32.7 ms)
 max. Tens. Stress = -0.00 MPa (Z= 1.1 m, T= 5.8 ms)
 max. Energy (EMX) = 8.76 kJ; max. Measured Top Displ. (DMX)= 8.62 mm

Metris

POZNAN MENARD
PDA OP: OPERATOR NAME

PILE DRIVING ANALYZER ®
Version 2013.116

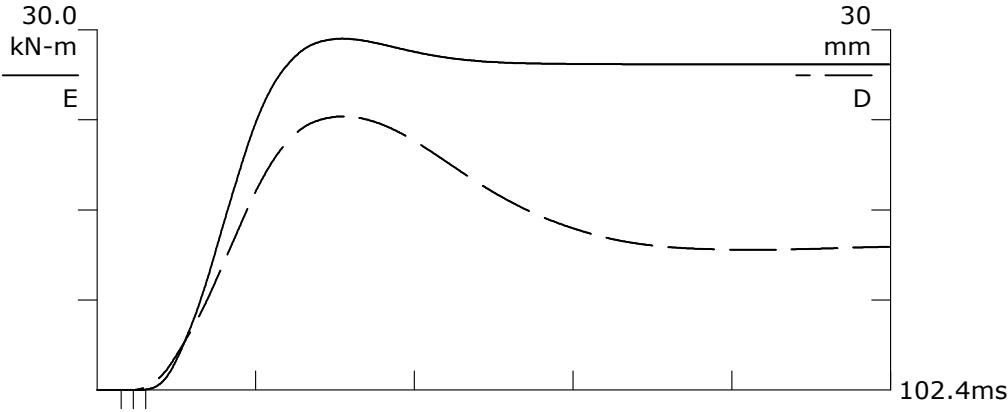
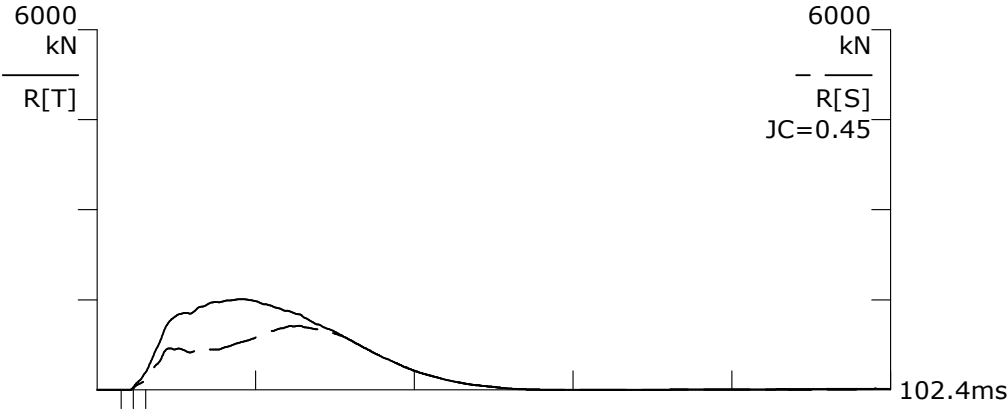
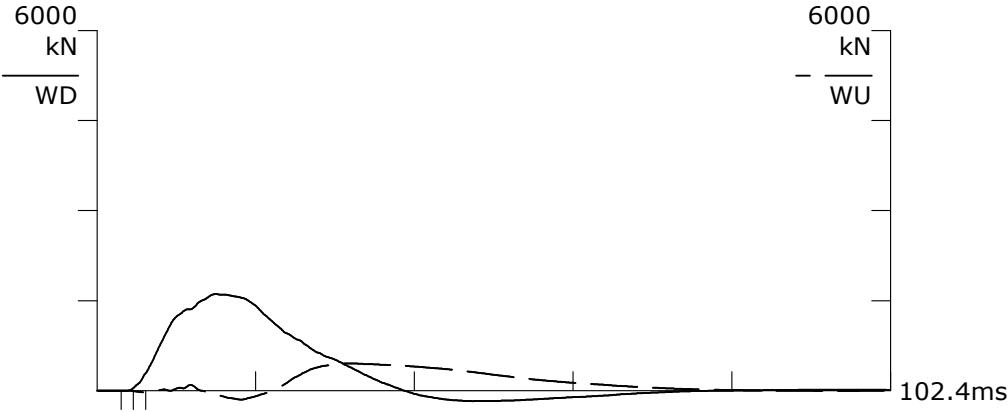
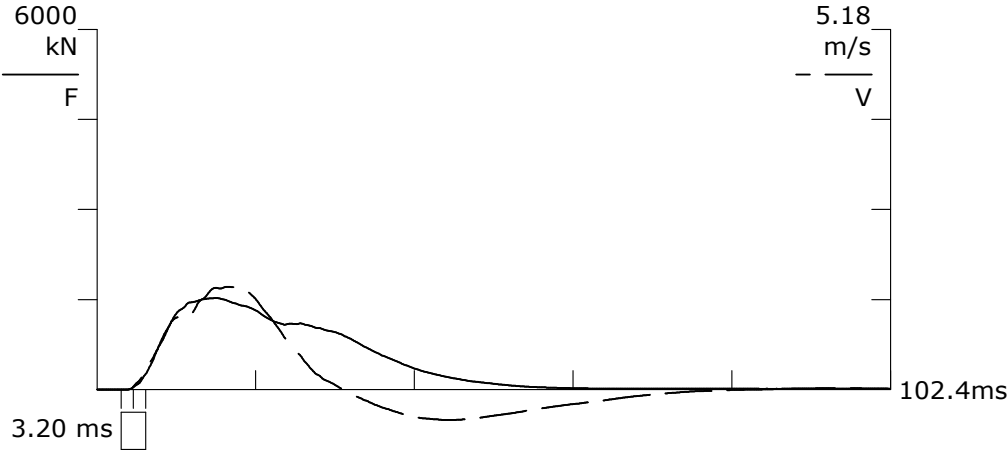
T2D4
1

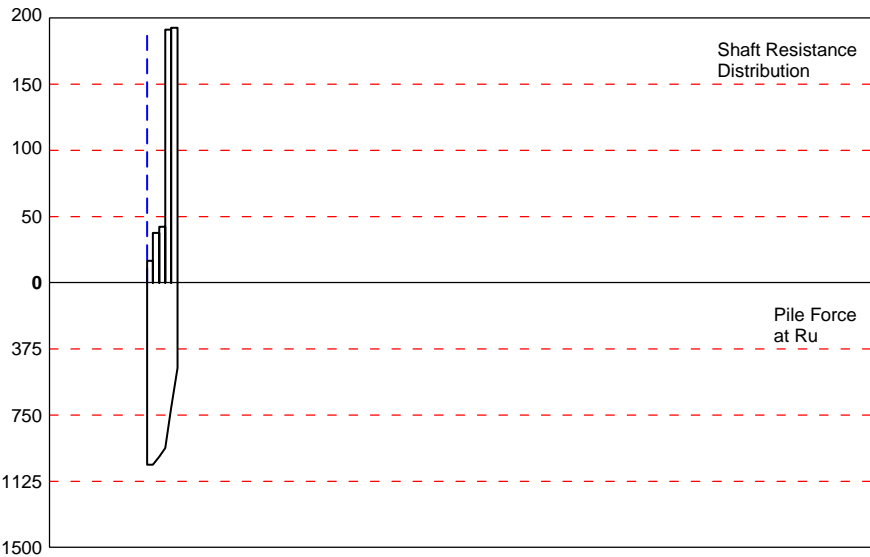
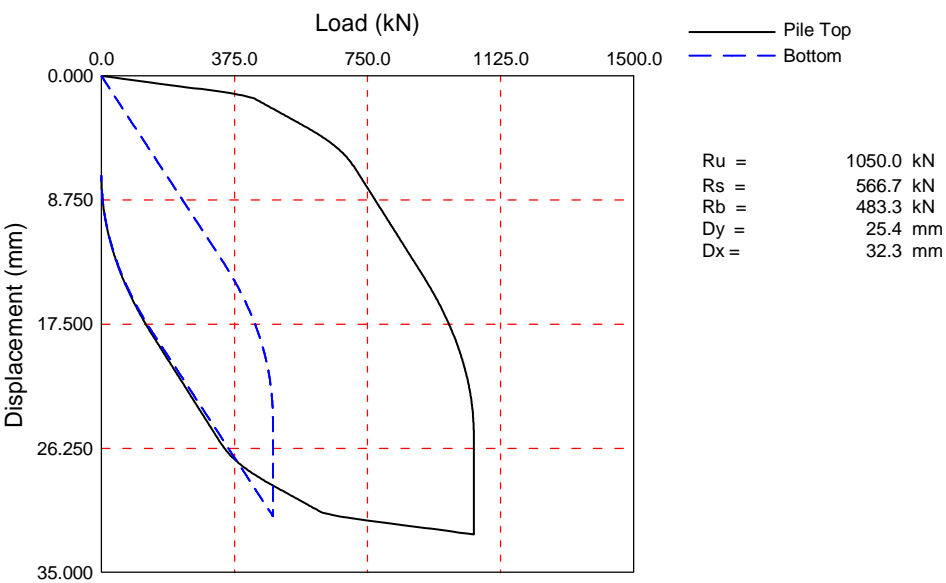
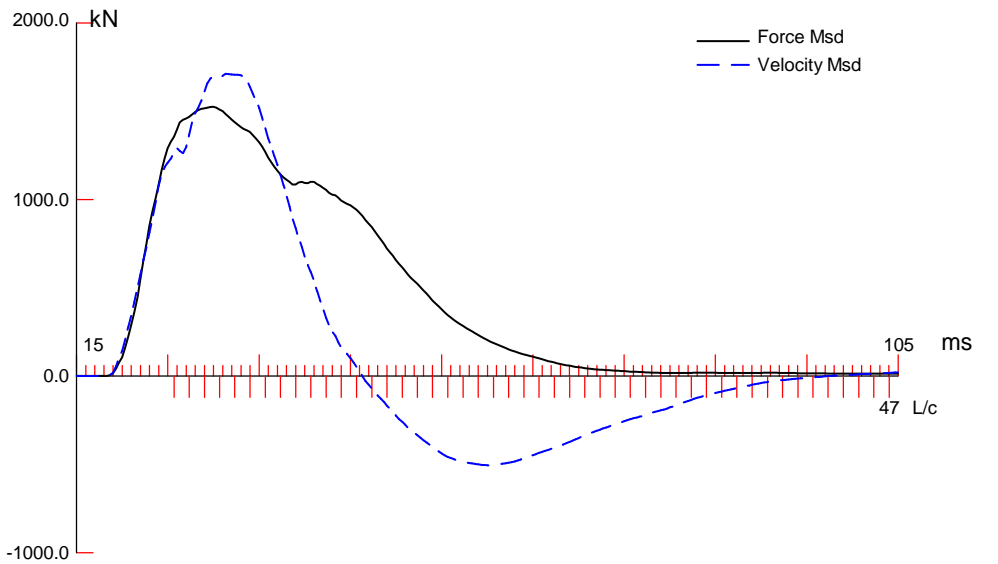
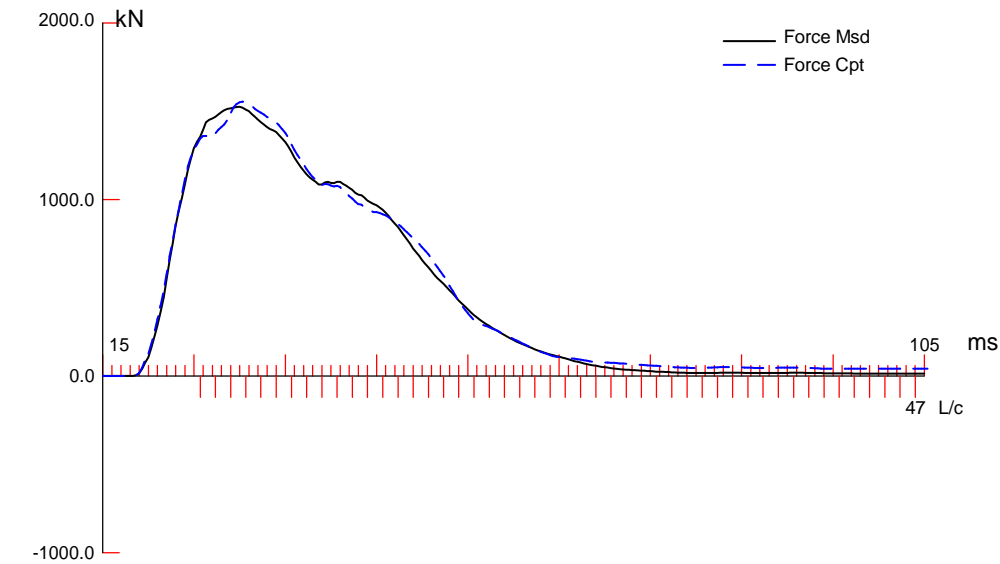
BN 4
2014-06-12 16:41:36
RMX 1068 kN
EMX 29.3 kN-m
FMX 1527 kN
VMX 1.48 m/s
CSX 12.2 MPa
TSX 0.1 MPa
DMX 23 mm
DFN 6 mm
BTA 100.0 (%)

LE 5.9 m
AR 1256.00 cm^2
EM 34000 MPa
SP 24.5 kN/m3
WS 3689.1 m/s
EA/C 1158 kN-s/m
LP 5.8 m

F1234 A1234

F1: [F548] 93 (0.9)
F2: [C194] 93.3 (0.9)
F3: [E490] 93.5 (0.9)
F4: [F490] 93.4 (0.9)
A1: [34756] 1115 g's/v (1)
A2: [34902] 1085 g's/v (1)
A3: [K2201] 300 mv/5000g's (1)
A4: [K1231] 340 mv/5000g's (1)



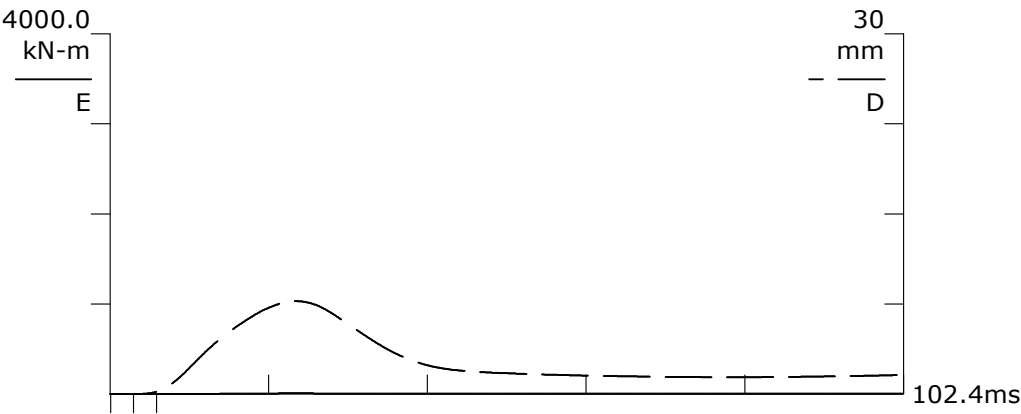
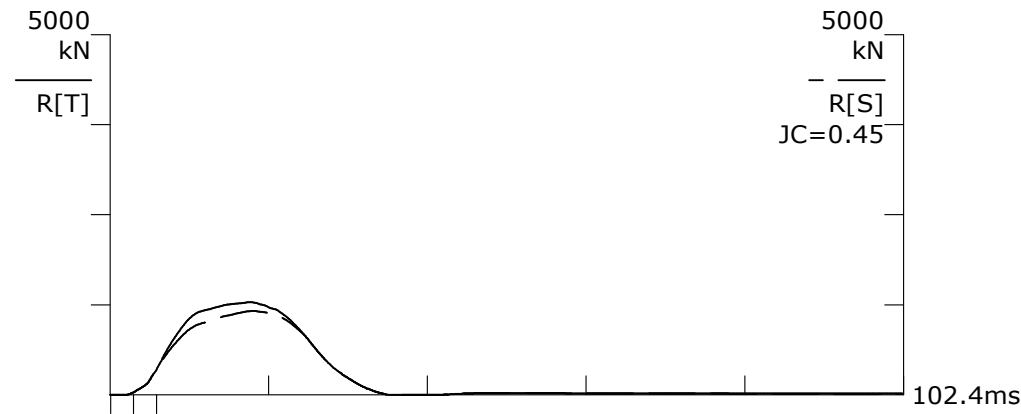
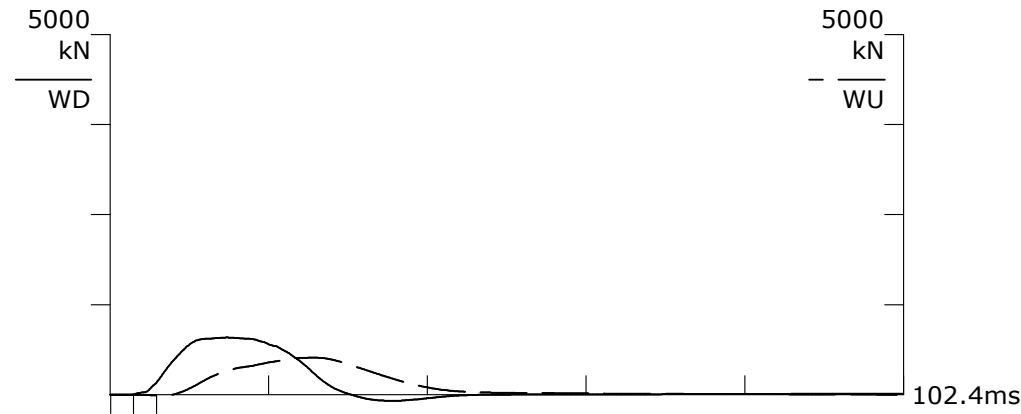
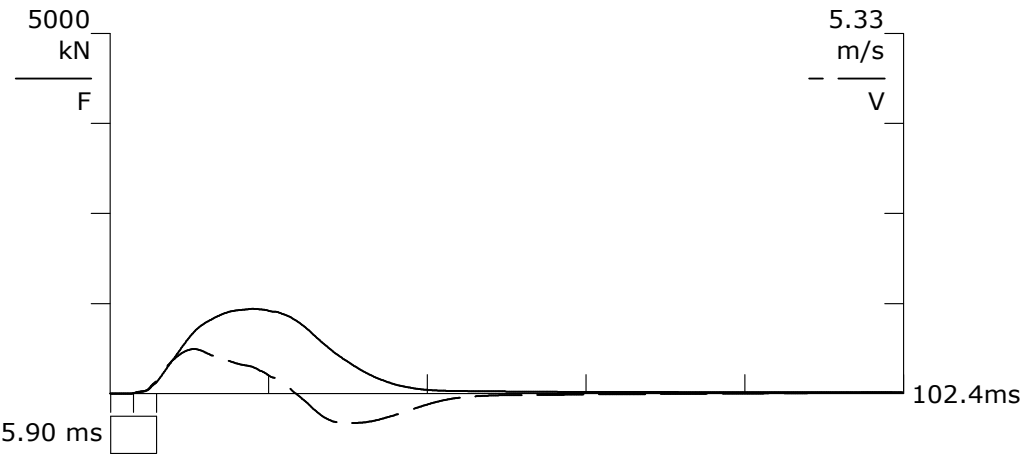


POZNAN MENARD; Pile: T2D4.1
 1; Blow: 4
 Metris

Test: 12-Jun-2014 16:41:
 CAPWAP(R) 2006-3
 OP: OPERATOR NAME

CAPWAP SUMMARY RESULTS

| Total CAPWAP Capacity: | | | 1050.0; along Shaft | | 566.7; at Toe | | 483.3 kN | | |
|--------------------------------------|-------------------|-------------------|---------------------|---------------|---|----------------------|---------------------|----------------------|--------|
| Soil Sgmnt No. | Dist. Below Gages | Depth Below Grade | Ru | Force in Pile | Sum of Ru | Unit Resist. (Depth) | Unit Resist. (Area) | Smith Damping Factor | Quake |
| | m | m | kN | kN | kN | kN/m | kPa | s/m | mm |
| | | | | 1050.0 | | | | | |
| 1 | 1.2 | 1.1 | 19.6 | 1030.4 | 19.6 | 18.15 | 14.45 | 0.809 | 1.004 |
| 2 | 2.4 | 2.3 | 44.5 | 985.9 | 64.1 | 37.71 | 30.03 | 0.809 | 1.004 |
| 3 | 3.5 | 3.4 | 49.9 | 936.0 | 114.0 | 42.29 | 33.67 | 0.809 | 1.004 |
| 4 | 4.7 | 4.6 | 225.4 | 710.6 | 339.4 | 191.02 | 152.08 | 0.809 | 1.004 |
| 5 | 5.9 | 5.8 | 227.3 | 483.3 | 566.7 | 192.63 | 153.37 | 0.809 | 4.204 |
| Avg. Shaft | | | 113.3 | | | 97.71 | 77.79 | 0.809 | 2.288 |
| Toe | | | 483.3 | | | | 3847.93 | 0.080 | 18.468 |
| Soil Model Parameters/Extensions | | | | | | Shaft | Toe | | |
| Case Damping Factor | | | | | | 0.396 | 0.033 | | |
| Unloading Quake (% of loading quake) | | | | | | 99 | 64 | | |
| Reloading Level (% of Ru) | | | | | | 100 | 100 | | |
| Unloading Level (% of Ru) | | | | | | 0 | | | |
| Soil Plug Weight (kN) | | | | | | | 2.32 | | |
| | | | | | | | | | |
| CAPWAP match quality | | | = | 4.23 | (Wave Up Match) ; RSA = 0 | | | | |
| Observed: final set | | | = | 7.000 mm; | blow count | = | 143 b/m | | |
| Computed: final set | | | = | 8.001 mm; | blow count | = | 125 b/m | | |
| max. Top Comp. Stress | | | = | 12.4 MPa | (T= 30.7 ms, max= 1.000 x Top) | | | | |
| max. Comp. Stress | | | = | 12.4 MPa | (Z= 1.2 m, T= 30.7 ms) | | | | |
| max. Tens. Stress | | | = | -0.24 MPa | (Z= 1.2 m, T= 193.1 ms) | | | | |
| max. Energy (EMX) | | | = | 29.35 kJ; | max. Measured Top Displ. (DMX)=22.80 mm | | | | |

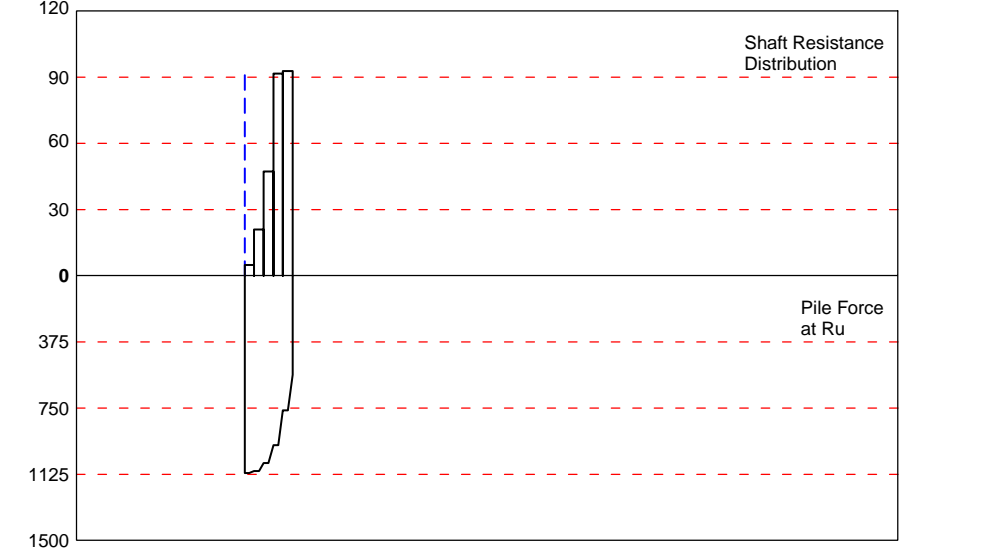
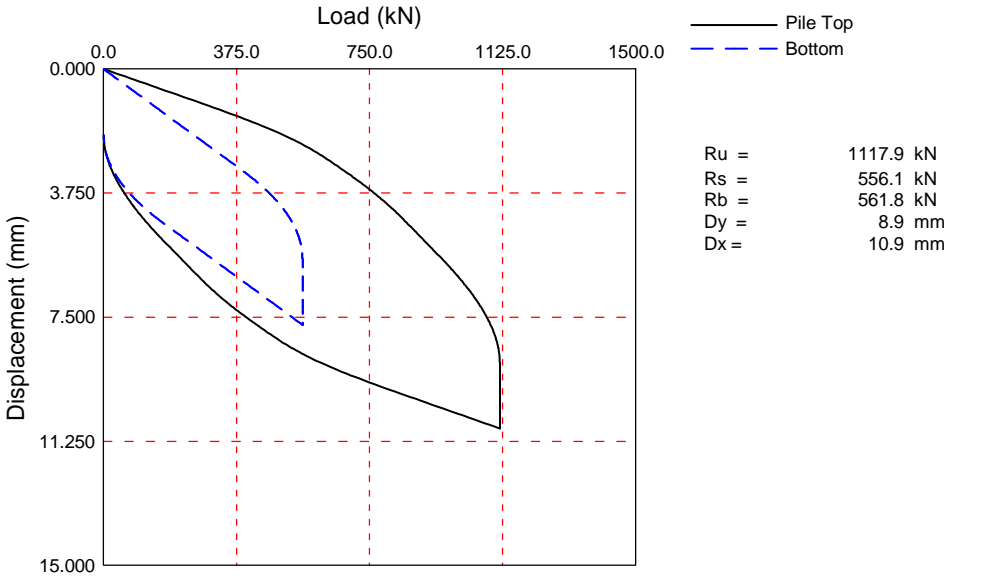
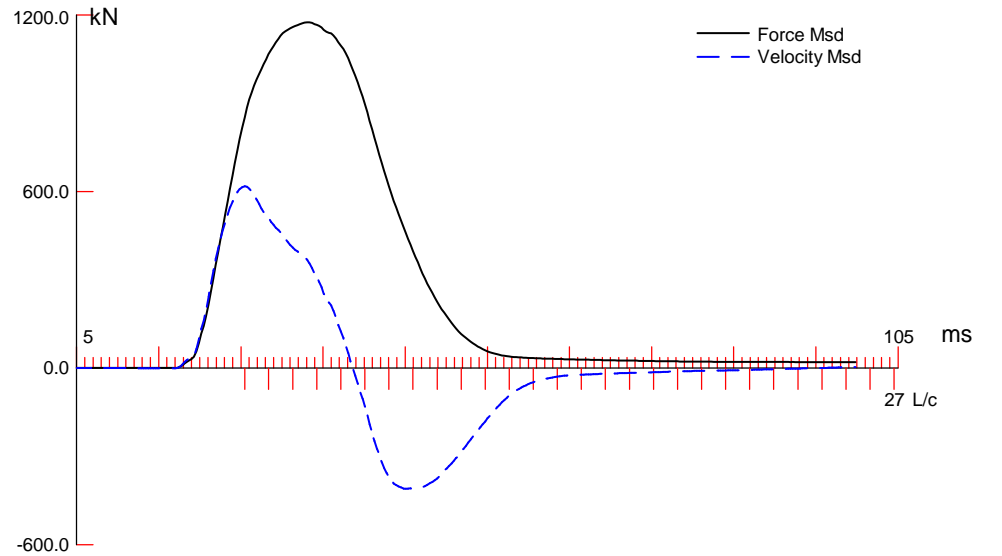
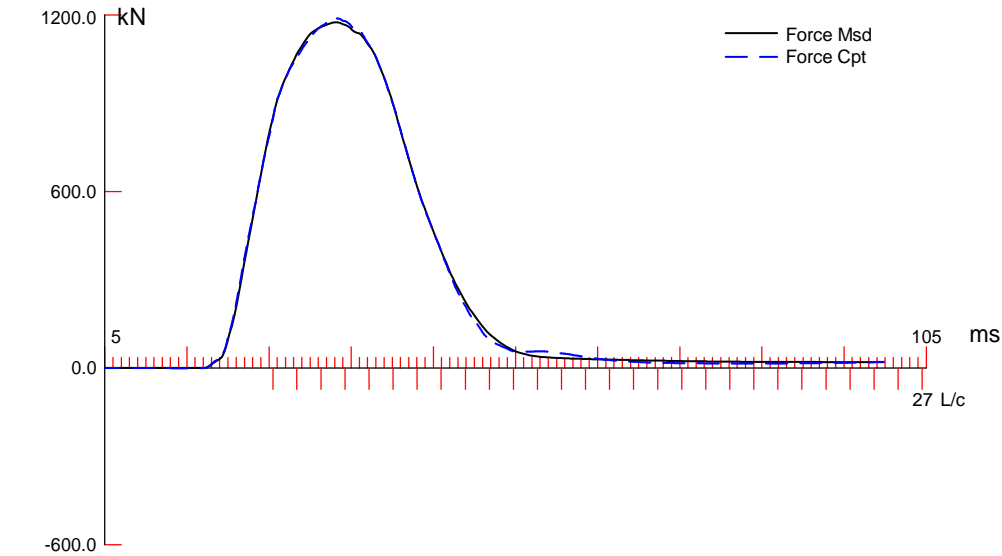


BN 2
2014-06-13 10:23:17
RMX 1165 kN
EMX 6.9 kN-m
FMX 1176 kN
VMX 0.66 m/s
CSX 11.6 MPa
TSX 0.2 MPa
DMX 8 mm
DFN 2 mm
BTA 100.0 (%)

LE 10.8 m
AR 1017.00 cm^2
EM 34000 MPa
SP 24.5 kN/m3
WS 3689.1 m/s
EA/C 937 kN-s/m
LP 10.6 m

F1234 A1234

F1: [F548] 93 (0.69)
F2: [C194] 93.3 (0.69)
F3: [E490] 93.5 (0.69)
F4: [F490] 93.4 (0.69)
A1: [34756] 1115 g's/v (1)
A2: [34902] 1085 g's/v (1)
A3: [K2201] 300 mv/5000g's (1)
A4: [K1231] 340 mv/5000g's (1)



POZNAN MENARD; Pile: T3D3
 1; Blow: 2
 Metris

Test: 13-Jun-2014 10:23:
 CAPWAP(R) 2006-3
 OP: OPERATOR NAME

CAPWAP SUMMARY RESULTS

| Total CAPWAP Capacity: | | 1117.9; along Shaft | | 556.1; at Toe | | 561.8 kN | | | |
|-------------------------------|------------------------|----------------------------|----------|----------------------|-----------------|------------------------------|----------------------------|-----------------------------|-------------|
| Soil Sgmnt No. | Dist. Below Gages m | Depth Below Grade m | Ru kN | Force in Pile kN | Sum of Ru kN | Unit Resist. (Depth) kN/m | Unit Resist. (Area) kPa | Smith Damping Factor s/m | Quake mm |
| | | | | 1117.9 | | | | | |
| 1 | 2.2 | 2.0 | 10.7 | 1107.2 | 10.7 | 5.46 | 4.83 | 1.285 | 1.006 |
| 2 | 4.3 | 4.1 | 45.3 | 1061.9 | 56.0 | 20.97 | 18.56 | 1.285 | 1.006 |
| 3 | 6.5 | 6.3 | 102.1 | 959.8 | 158.1 | 47.27 | 41.83 | 1.285 | 1.006 |
| 4 | 8.6 | 8.4 | 197.7 | 762.1 | 355.8 | 91.53 | 81.00 | 1.285 | 1.006 |
| 5 | 10.8 | 10.6 | 200.3 | 561.8 | 556.1 | 92.73 | 82.06 | 1.285 | 1.706 |
| Avg. Shaft | | | 111.2 | | | 52.46 | 46.43 | 1.285 | 1.258 |
| Toe | | | 561.8 | | | | 5524.09 | 0.699 | 4.406 |

| Soil Model Parameters/Extensions | | | Shaft | Toe |
|--------------------------------------|--|--|-------|-------|
| Case Damping Factor | | | 0.762 | 0.419 |
| Unloading Quake (% of loading quake) | | | 100 | 80 |
| Reloading Level (% of Ru) | | | 100 | 100 |
| Unloading Level (% of Ru) | | | 2 | |
| Soil Plug Weight (kN) | | | | 8.08 |

CAPWAP match quality = 1.32 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: final set = 2.000 mm; blow count = 500 b/m
 Computed: final set = 1.935 mm; blow count = 517 b/m
 Replay Factor: F1:0.690; F2:0.690; F3:0.690; F4:0.690;
 V1:1.000; V2:1.000; V3:1.000; V4:1.000;
 max. Top Comp. Stress = 11.8 MPa (T= 34.0 ms, max= 1.016 x Top)
 max. Comp. Stress = 12.0 MPa (Z= 4.3 m, T= 34.5 ms)
 max. Tens. Stress = -0.00 MPa (Z= 6.5 m, T= 17.9 ms)
 max. Energy (EMX) = 6.75 kJ; max. Measured Top Displ. (DMX)= 7.73 mm

Metris

POZNAN MENARD
PDA OP: OPERATOR NAME

PILE DRIVING ANALYZER ®
Version 2013.116

T4D2

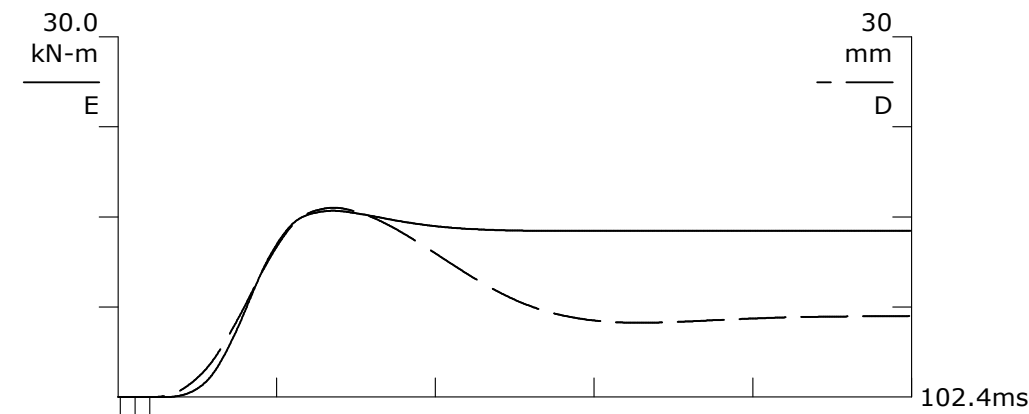
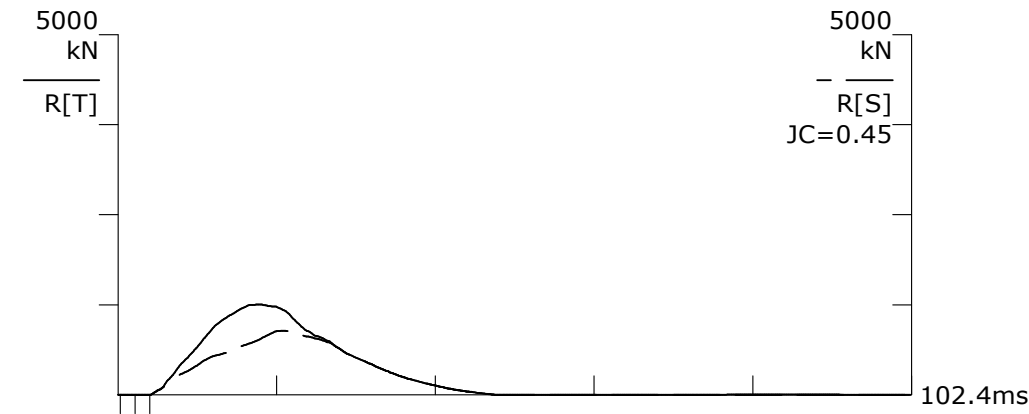
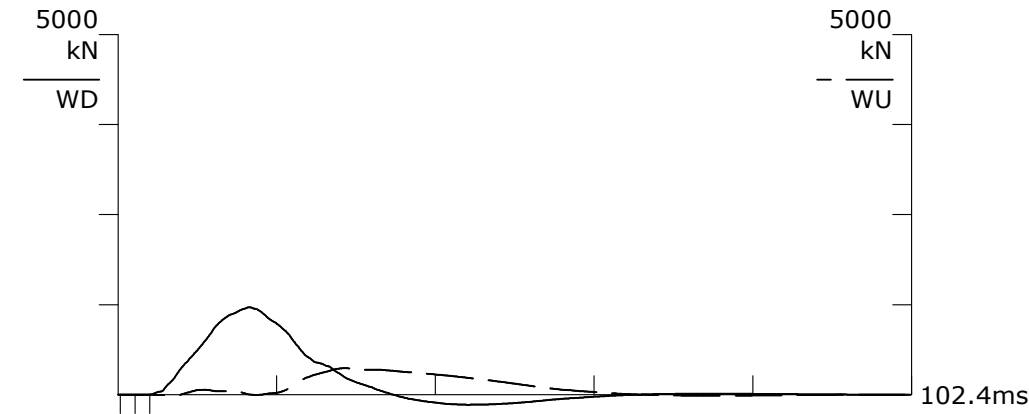
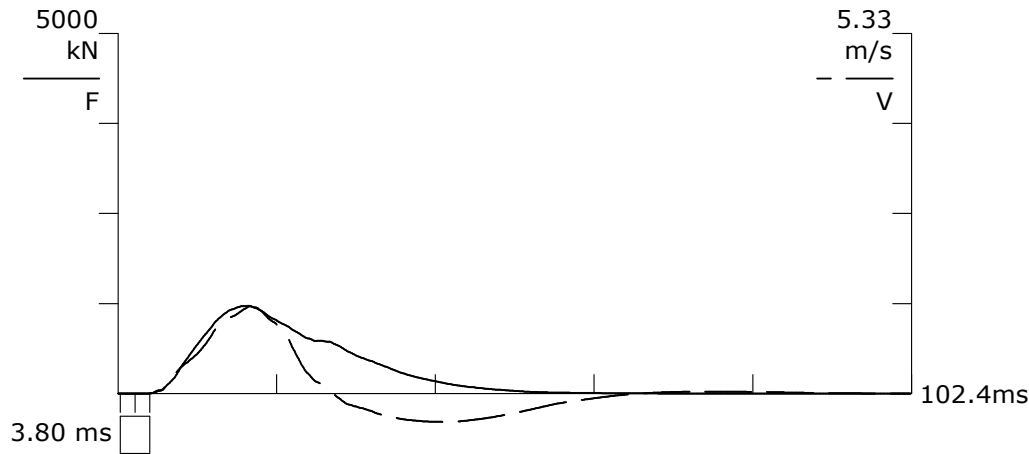
1

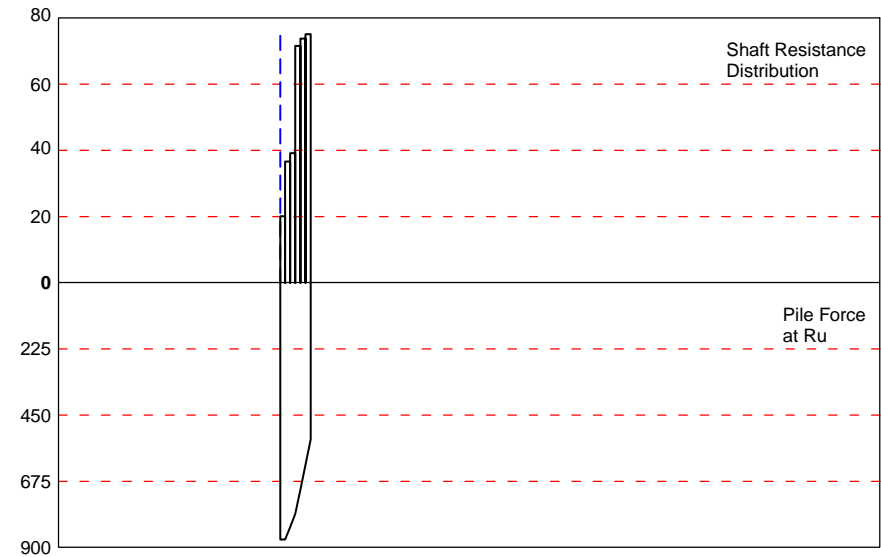
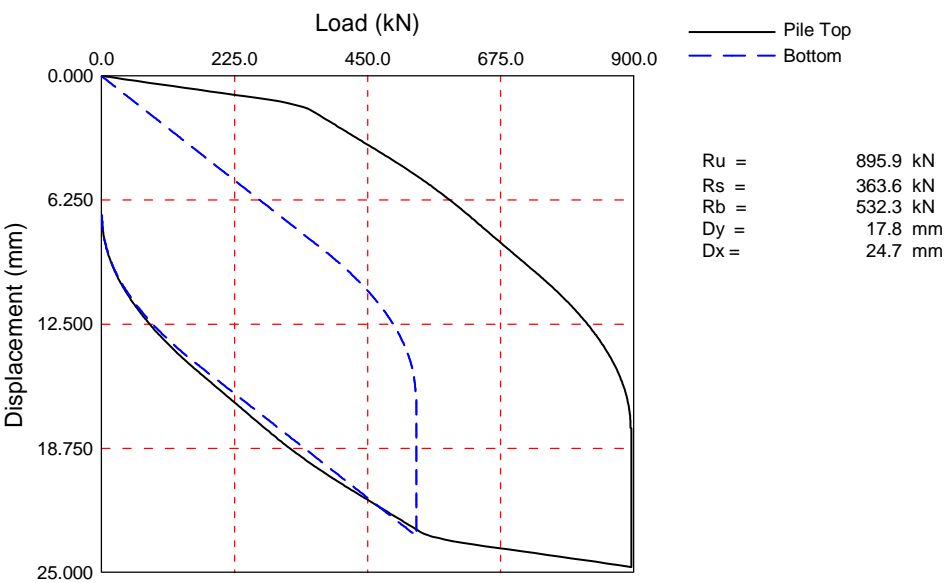
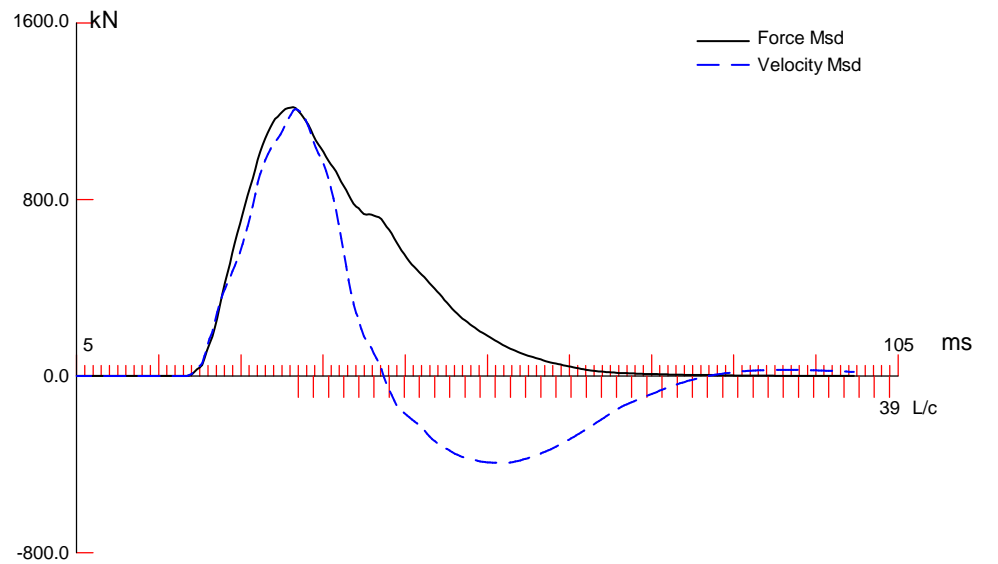
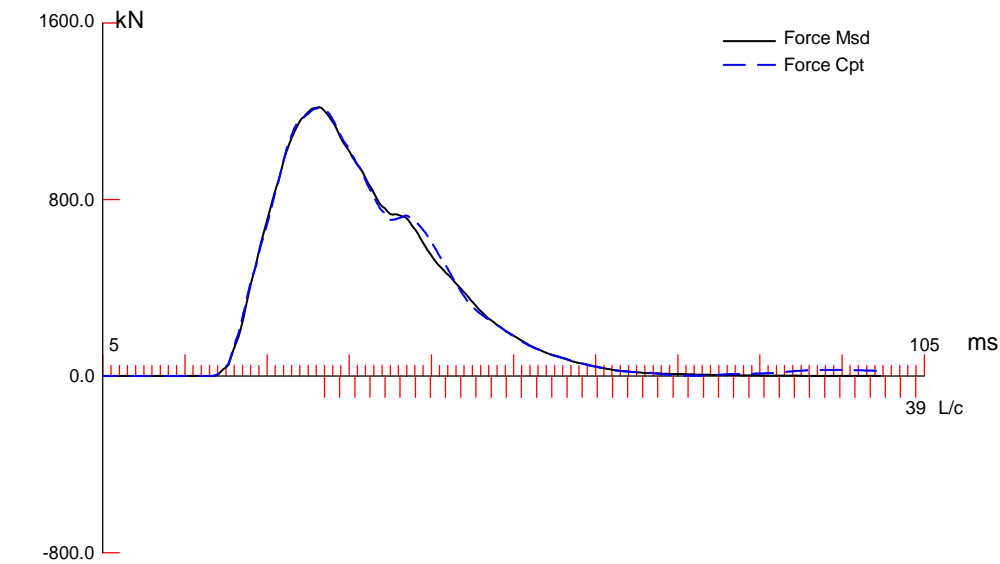
BN 4
2014-06-13 12:27:39
RMX 891 kN
EMX 15.5 kN-m
FMX 1220 kN
VMX 1.29 m/s
CSX 12.0 MPa
TSX 0.2 MPa
DMX 16 mm
DFN 7 mm
BTA 100.0 (%)

LE 6.9 m
AR 1017.00 cm²
EM 34000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 3689.1 m/s
EA/C 937 kN-s/m
LP 6.7 m

F1234 A1234

F1: [F548] 93 (0.7)
F2: [C194] 93.3 (0.7)
F3: [E490] 93.5 (0.7)
F4: [F490] 93.4 (0.7)
A1: [34756] 1115 g's/v (1)
A2: [34902] 1085 g's/v (1)
A3: [K2201] 300 mv/5000g's (1)
A4: [K1231] 340 mv/5000g's (1)





POZNAN MENARD; Pile: T4D2
 1; Blow: 4
 Metris

Test: 13-Jun-2014 12:27:
 CAPWAP(R) 2006-3
 OP: OPERATOR NAME

CAPWAP SUMMARY RESULTS

| Total CAPWAP Capacity: | | 895.9; along Shaft | | 363.6; at Toe | | 532.3 kN | | | |
|-------------------------------|------------------------|---------------------------|----------|----------------------|-----------------|------------------------------|----------------------------|-----------------------------|-------------|
| Soil Sgmnt No. | Dist. Below Gages m | Depth Below Grade m | Ru kN | Force in Pile kN | Sum of Ru kN | Unit Resist. (Depth) kN/m | Unit Resist. (Area) kPa | Smith Damping Factor s/m | Quake mm |
| | | | | 895.9 | | | | | |
| 1 | 1.1 | 1.0 | 23.1 | 872.8 | 23.1 | 24.32 | 21.52 | 0.647 | 1.004 |
| 2 | 2.3 | 2.1 | 42.1 | 830.7 | 65.2 | 36.61 | 32.40 | 0.647 | 1.004 |
| 3 | 3.4 | 3.2 | 45.0 | 785.7 | 110.2 | 39.13 | 34.63 | 0.647 | 1.004 |
| 4 | 4.6 | 4.4 | 82.2 | 703.5 | 192.4 | 71.48 | 63.26 | 0.647 | 1.004 |
| 5 | 5.8 | 5.5 | 84.8 | 618.7 | 277.2 | 73.74 | 65.26 | 0.647 | 1.104 |
| 6 | 6.9 | 6.7 | 86.4 | 532.3 | 363.6 | 75.13 | 66.49 | 0.647 | 4.504 |
| Avg. Shaft | | | 60.6 | | | 54.27 | 48.03 | 0.647 | 1.859 |
| Toe | | | 532.3 | | | | 5234.02 | 0.381 | 12.425 |

| Soil Model Parameters/Extensions | | | Shaft | Toe |
|--------------------------------------|--|--|-------|-------|
| Case Damping Factor | | | 0.251 | 0.216 |
| Unloading Quake (% of loading quake) | | | 50 | 65 |
| Reloading Level (% of Ru) | | | 100 | 100 |
| Unloading Level (% of Ru) | | | 0 | |
| Soil Plug Weight (kN) | | | | 2.40 |

CAPWAP match quality = 1.69 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: final set = 7.000 mm; blow count = 143 b/m
 Computed: final set = 6.252 mm; blow count = 160 b/m
 Replay Factor: F1:0.700; F2:0.700; F3:0.700; F4:0.700;
 V1:1.000; V2:1.000; V3:1.000; V4:1.000;
 max. Top Comp. Stress = 12.0 MPa (T= 32.3 ms, max= 1.000 x Top)
 max. Comp. Stress = 12.0 MPa (Z= 1.1 m, T= 32.3 ms)
 max. Tens. Stress = -0.11 MPa (Z= 6.9 m, T= 76.9 ms)
 max. Energy (EMX) = 15.46 kJ; max. Measured Top Displ. (DMX)=15.77 mm

Metris

POZNAN MENARD
PDA OP: OPERATOR NAME

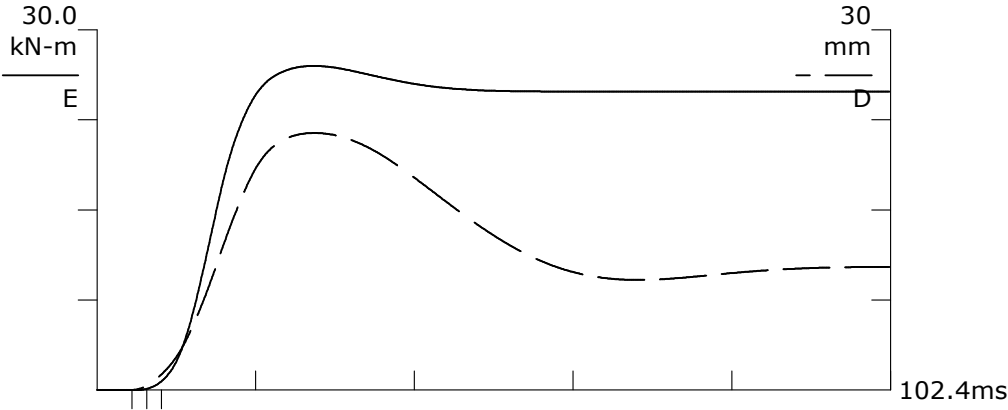
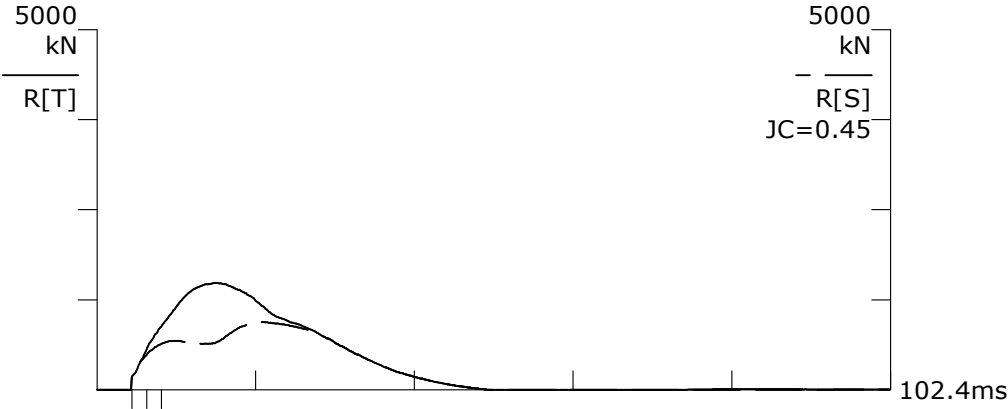
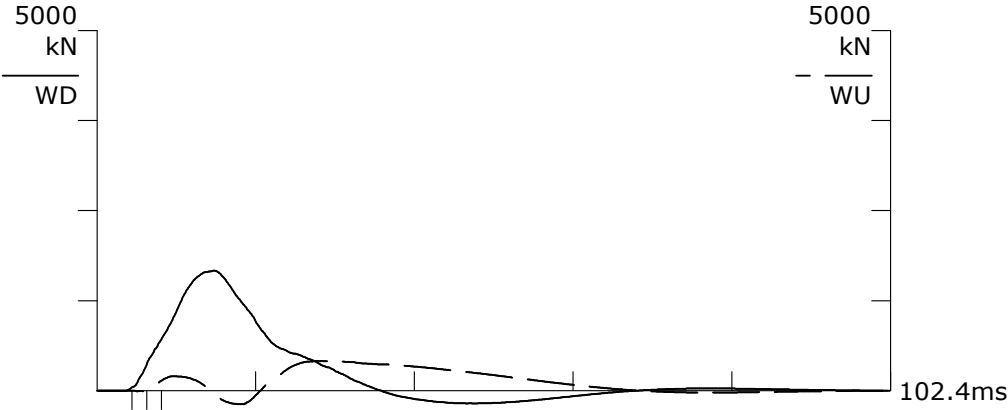
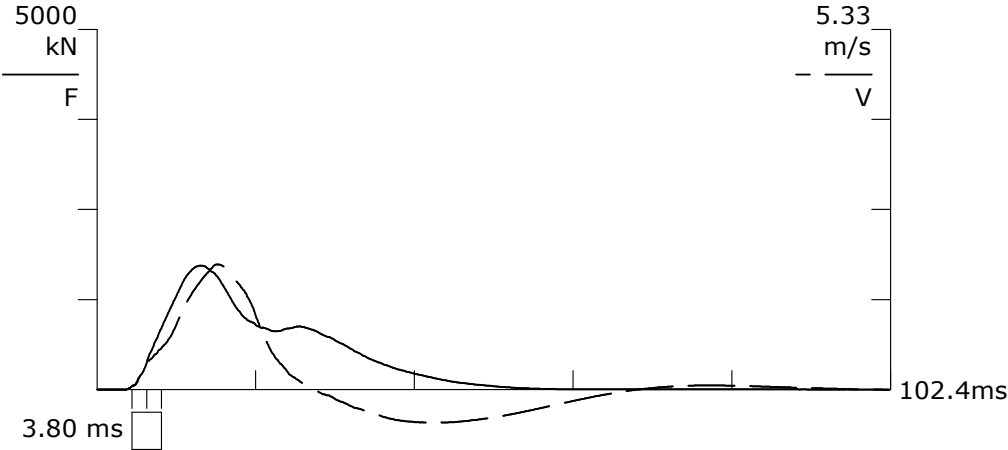
PILE DRIVING ANALYZER ®
Version 2013.116
T5SD4
1

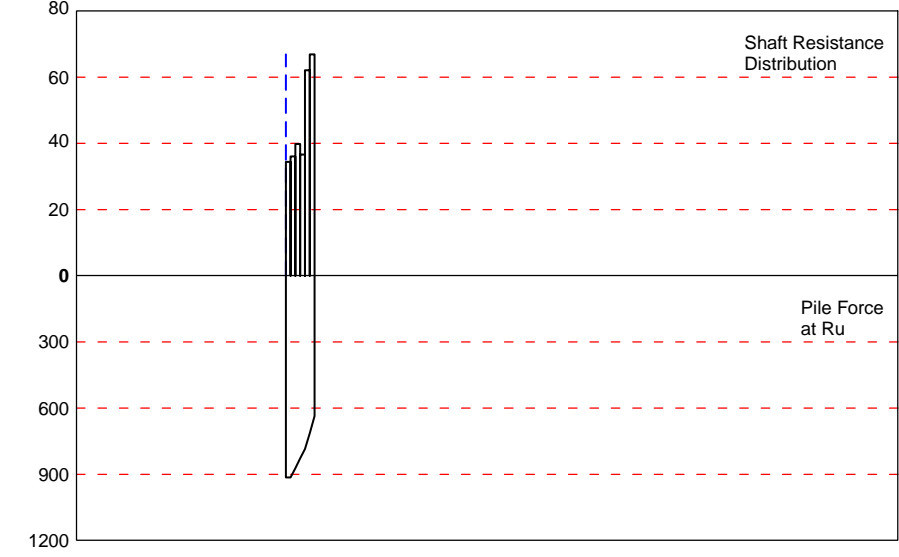
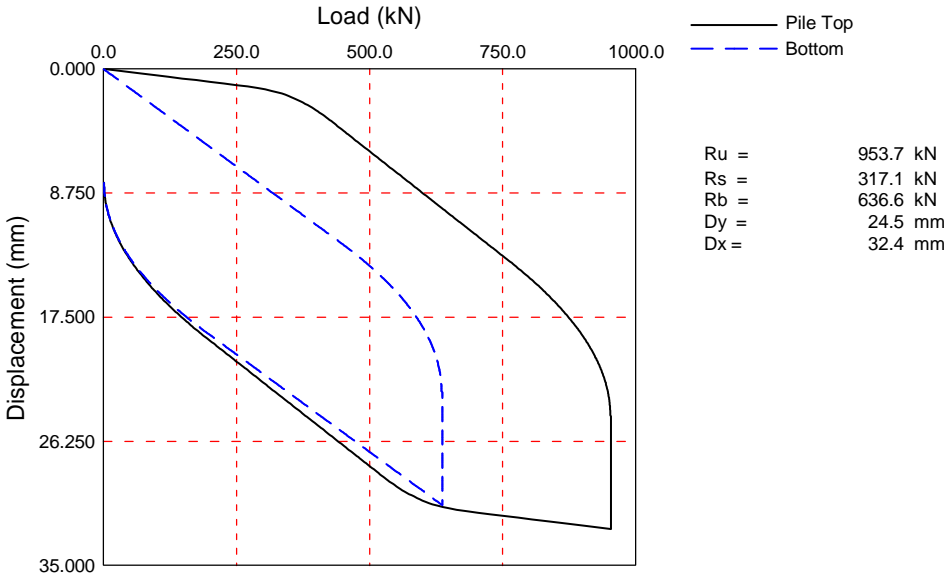
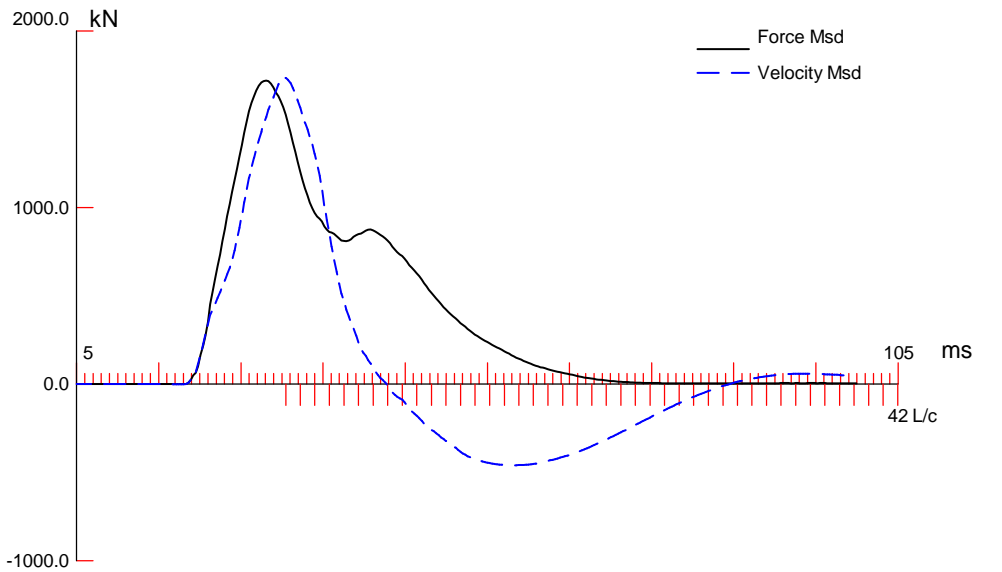
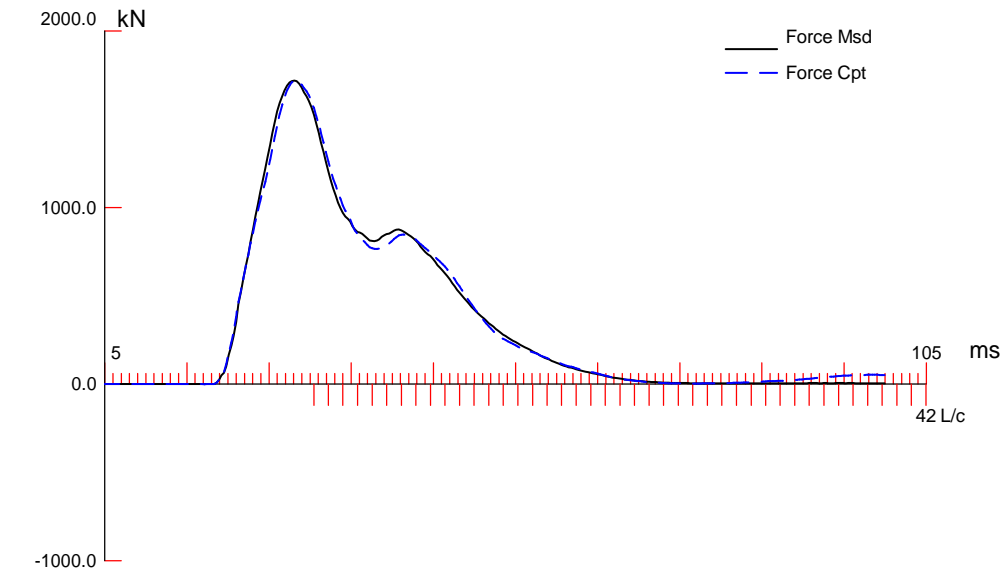
BN 3
2014-06-13 13:16:27
RMX 943 kN
EMX 27.0 kN-m
FMX 1719 kN
VMX 1.86 m/s
CSX 16.9 MPa
TSX 0.4 MPa
DMX 21 mm
DFN 8 mm
BTA 100.0 (%)

LE 6.9 m
AR 1017.00 cm^2
EM 34000 MPa
SP 24.5 kN/m3
WS 3689.1 m/s
EA/C 937 kN-s/m
LP 6.7 m

F1234 A1234

F1: [F548] 93 (1.03)
F2: [C194] 93.3 (1.03)
F3: [E490] 93.5 (1.03)
F4: [F490] 93.4 (1.03)
A1: [34756] 1115 g's/v (1)
A2: [34902] 1085 g's/v (1)
A3: [K2201] 300 mv/5000g's (1)
A4: [K1231] 340 mv/5000g's (1)





POZNAN MENARD; Pile: T5SD4
 1; Blow: 3
 Metris

Test: 13-Jun-2014 13:16:
 CAPWAP(R) 2006-3
 OP: OPERATOR NAME

CAPWAP SUMMARY RESULTS

| Total CAPWAP Capacity: | | 953.7; along Shaft | | 317.1; at Toe | | 636.6 kN | | | |
|-------------------------------|---------------------|---------------------------|-------|----------------------|--------------|---------------------------|-------------------------|--------------------------|----------|
| Soil Sgmnt No. | Dist. Below Gages m | Depth Below Grade m | Ru kN | Force in Pile kN | Sum of Ru kN | Unit Resist. (Depth) kN/m | Unit Resist. (Area) kPa | Smith Damping Factor s/m | Quake mm |
| | | | | 953.7 | | | | | |
| 1 | 1.1 | 1.0 | 39.6 | 914.1 | 39.6 | 41.68 | 36.89 | 1.244 | 1.004 |
| 2 | 2.3 | 2.1 | 41.4 | 872.7 | 81.0 | 36.00 | 31.86 | 1.244 | 1.004 |
| 3 | 3.4 | 3.2 | 45.8 | 826.9 | 126.8 | 39.83 | 35.24 | 1.244 | 1.004 |
| 4 | 4.6 | 4.4 | 42.1 | 784.8 | 168.9 | 36.61 | 32.40 | 1.244 | 1.004 |
| 5 | 5.8 | 5.5 | 71.3 | 713.5 | 240.2 | 62.00 | 54.87 | 1.244 | 1.004 |
| 6 | 6.9 | 6.7 | 76.9 | 636.6 | 317.1 | 66.87 | 59.18 | 1.244 | 2.004 |
| Avg. Shaft | | | 52.9 | | | 47.33 | 41.88 | 1.244 | 1.247 |
| Toe | | | 636.6 | | | | 6259.59 | 0.145 | 17.504 |

| Soil Model Parameters/Extensions | | | | Shaft | Toe |
|--------------------------------------|--|--|--|-------|-------|
| Case Damping Factor | | | | 0.421 | 0.098 |
| Unloading Quake (% of loading quake) | | | | 100 | 61 |
| Reloading Level (% of Ru) | | | | 100 | 100 |
| Unloading Level (% of Ru) | | | | 2 | |

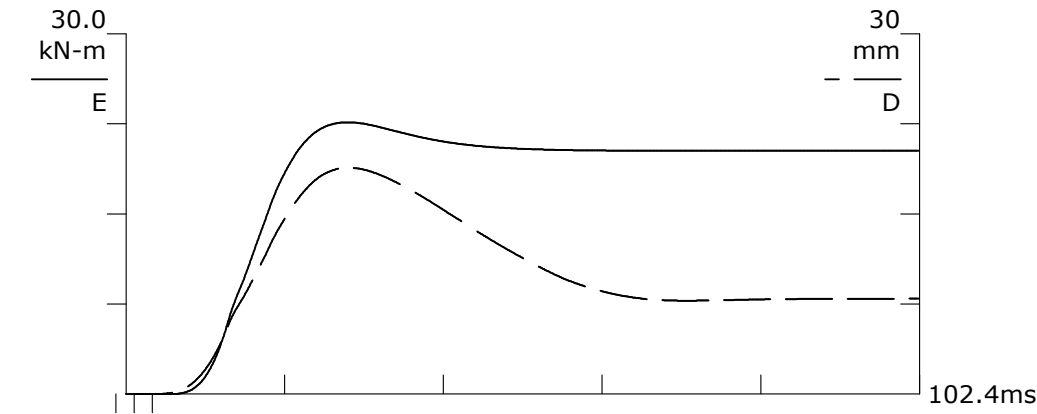
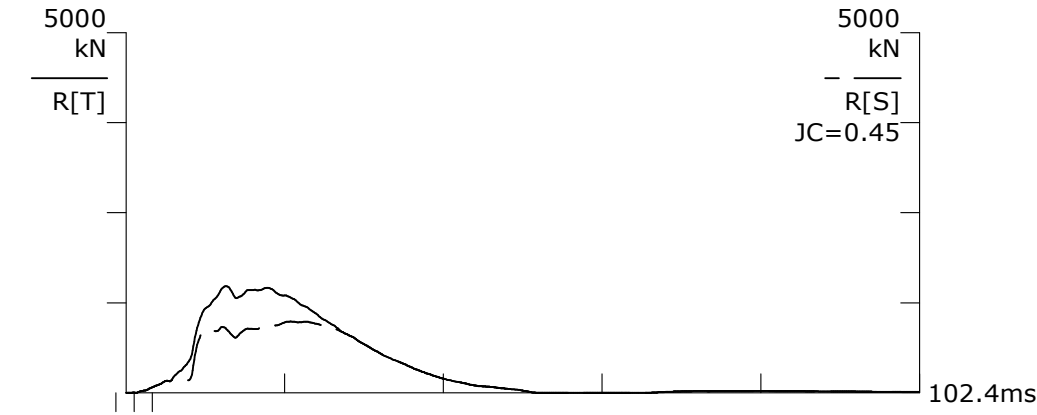
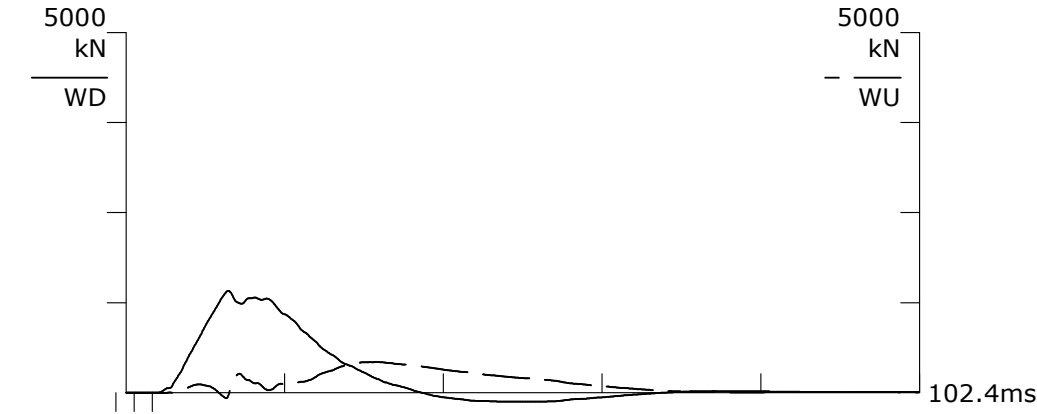
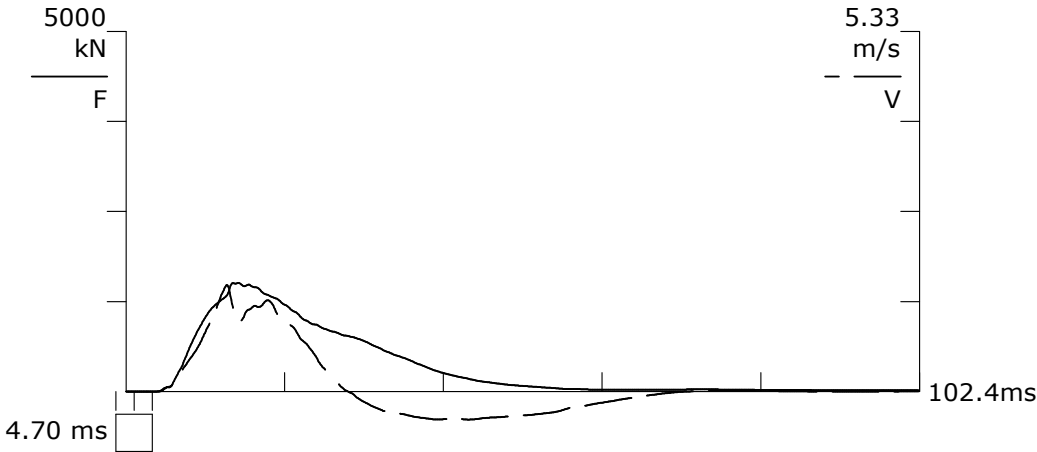
| | | | |
|-----------------------|---|-----------|---|
| CAPWAP match quality | = | 2.77 | (Wave Up Match) ; RSA = 0 |
| Observed: final set | = | 8.000 mm; | blow count = 125 b/m |
| Computed: final set | = | 8.082 mm; | blow count = 124 b/m |
| max. Top Comp. Stress | = | 16.5 MPa | (T= 28.7 ms, max= 1.000 x Top) |
| max. Comp. Stress | = | 16.5 MPa | (Z= 1.1 m, T= 28.7 ms) |
| max. Tens. Stress | = | -0.08 MPa | (Z= 6.9 m, T= 82.5 ms) |
| max. Energy (EMX) | = | 27.15 kJ; | max. Measured Top Displ. (DMX)=21.41 mm |

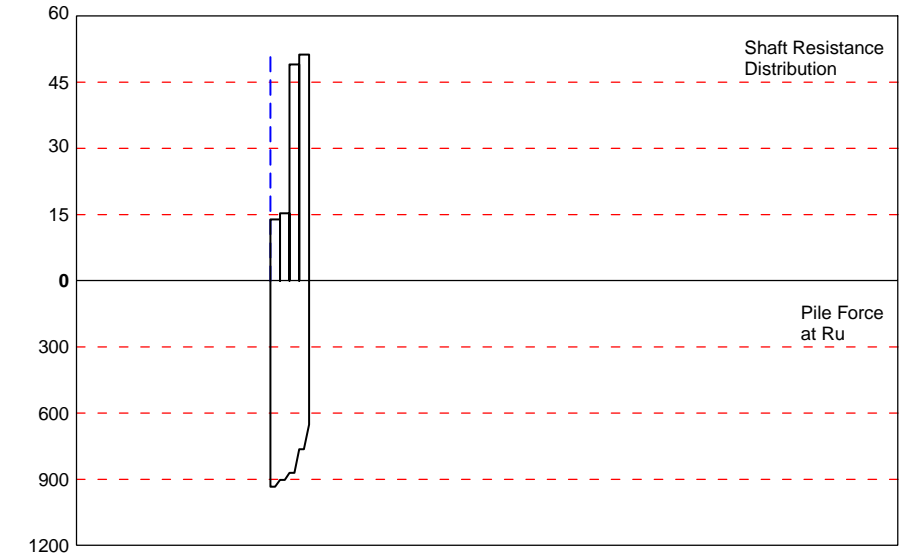
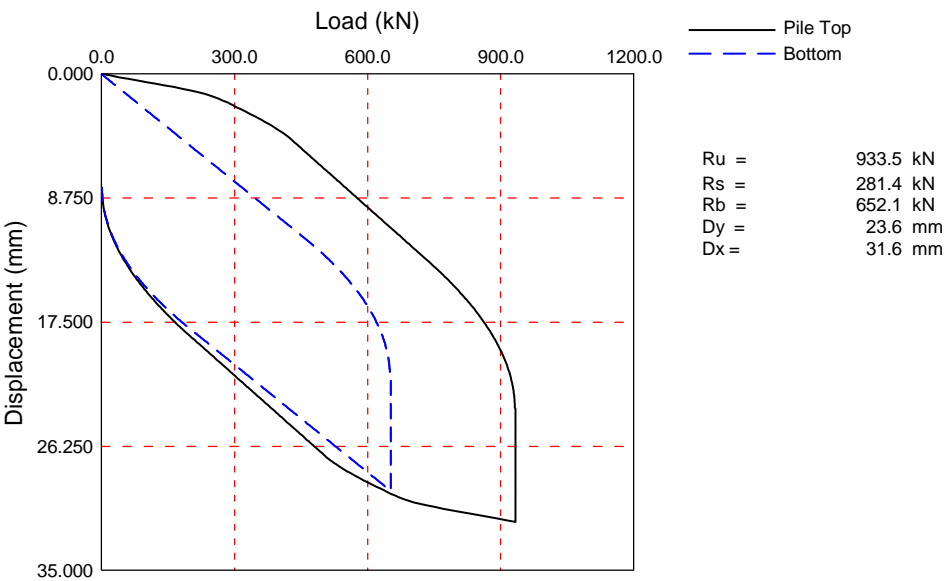
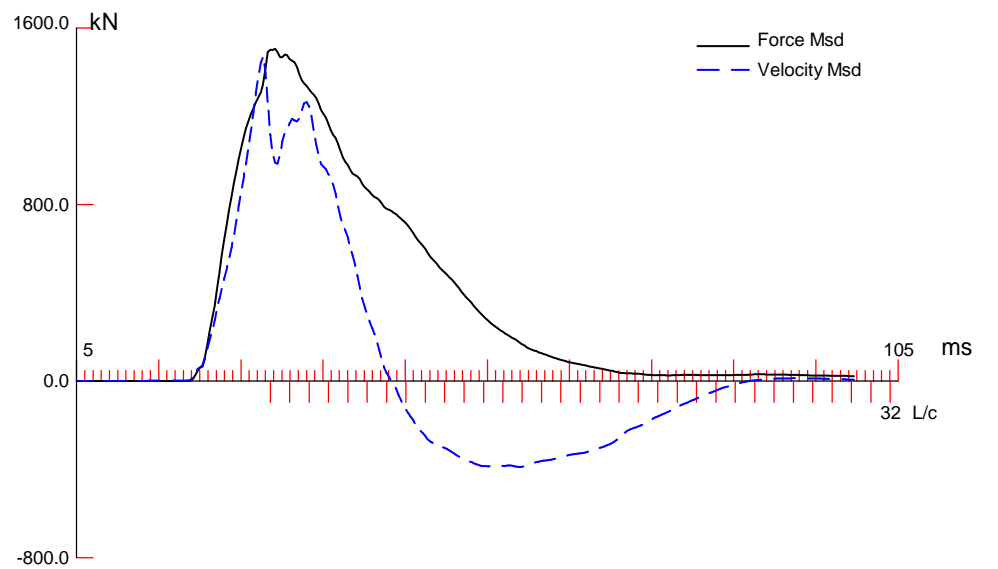
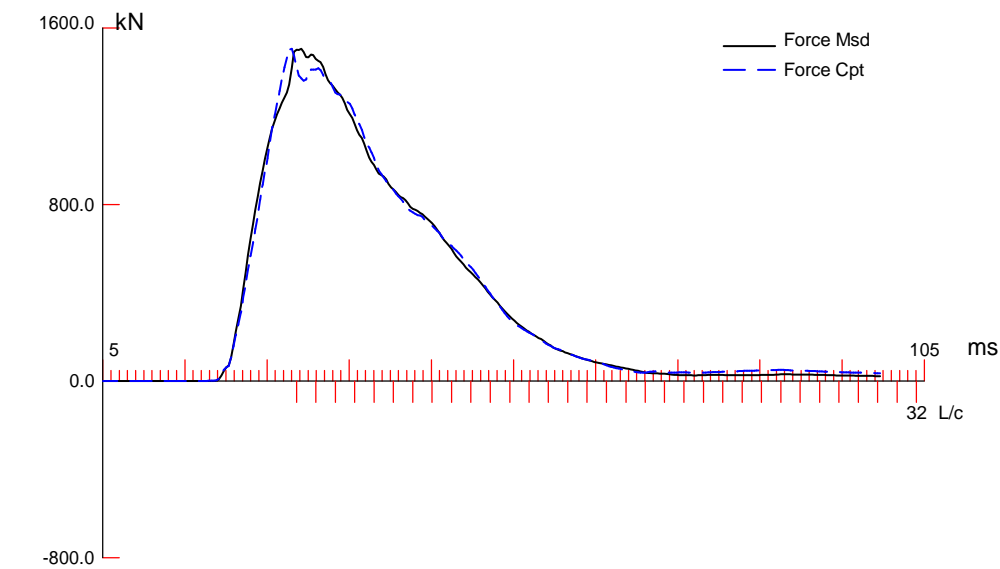
BN 4
2014-06-13 09:31:57
RMX 990 kN
EMX 22.6 kN-m
FMX 1509 kN
VMX 1.58 m/s
CSX 14.8 MPa
TSX 0.2 MPa
DMX 19 mm
DFN 8 mm
BTA 100.0 (%)

LE 8.7 m
AR 1017.00 cm^2
EM 34000 MPa
SP 24.5 kN/m3
WS 3689.1 m/s
EA/C 937 kN-s/m
LP 8.5 m

F1234 A1234

F1: [F548] 93 (0.67)
F2: [C194] 93.3 (0.67)
F3: [E490] 93.5 (0.67)
F4: [F490] 93.4 (0.67)
A1: [34756] 1115 g's/v (1)
A2: [34902] 1085 g's/v (1)
A3: [K2201] 300 mv/5000g's (1)
A4: [K1231] 340 mv/5000g's (1)





POZNAN MENARD; Pile: T6SD3
 1; Blow: 4
 Metris

Test: 13-Jun-2014 09:31:
 CAPWAP(R) 2006-3
 OP: OPERATOR NAME

CAPWAP SUMMARY RESULTS

| Total CAPWAP Capacity: | | | 933.5; along Shaft | | 281.4; at Toe | | 652.1 kN | | |
|---|-------------------|-------------------|----------------------|---------------|---|----------------------|---------------------|----------------------|--------|
| Soil Sgmt No. | Dist. Below Gages | Depth Below Grade | Ru | Force in Pile | Sum of Ru | Unit Resist. (Depth) | Unit Resist. (Area) | Smith Damping Factor | Quake |
| | m | m | kN | kN | kN | kN/m | kPa | s/m | mm |
| | | | | 933.5 | | | | | |
| 1 | 2.2 | 2.0 | 30.2 | 903.3 | 30.2 | 15.29 | 13.53 | 0.892 | 1.016 |
| 2 | 4.3 | 4.2 | 33.2 | 870.1 | 63.4 | 15.26 | 13.51 | 0.892 | 1.016 |
| 3 | 6.5 | 6.3 | 106.5 | 763.6 | 169.9 | 48.97 | 43.33 | 0.892 | 3.137 |
| 4 | 8.7 | 8.5 | 111.5 | 652.1 | 281.4 | 51.26 | 45.37 | 0.892 | 1.016 |
| Avg. Shaft | | | 70.3 | | | 33.11 | 29.30 | 0.892 | 1.819 |
| Toe | | | 652.1 | | | | 6412.00 | 0.649 | 16.484 |
| Soil Model Parameters/Extensions | | | | | | Shaft | Toe | | |
| Case Damping Factor | | | | | | 0.268 | 0.452 | | |
| Unloading Quake | | | (% of loading quake) | | | 100 | 66 | | |
| Reloading Level | | | (% of Ru) | | | 100 | 100 | | |
| Unloading Level | | | (% of Ru) | | | 14 | | | |
| Soil Plug Weight | | | (kN) | | | | 4.25 | | |
| CAPWAP match quality | | | = | 3.79 | (Wave Up Match) ; RSA = 0 | | | | |
| Observed: final set | | | = | 8.000 mm; | blow count | = | 125 b/m | | |
| Computed: final set | | | = | 7.585 mm; | blow count | = | 132 b/m | | |
| Replay Factor: F1:0.670; F2:0.670; F3:0.670; F4:0.670; V1:1.000; V2:1.000; V3:1.000; V4:1.000; | | | | | | | | | |
| max. Top Comp. Stress | | | = | 15.0 MPa | (T= 28.6 ms, max= 1.006 x Top) | | | | |
| max. Comp. Stress | | | = | 15.0 MPa | (Z= 2.2 m, T= 28.9 ms) | | | | |
| max. Tens. Stress | | | = | -0.00 MPa | (Z= 6.5 m, T= 3.5 ms) | | | | |
| max. Energy (EMX) | | | = | 22.62 kJ; | max. Measured Top Displ. (DMX)=18.83 mm | | | | |

Metris

POZNAN MENARD
PDA OP: OPERATOR NAME

PILE DRIVING ANALYZER ®
Version 2013.116

T7SD2

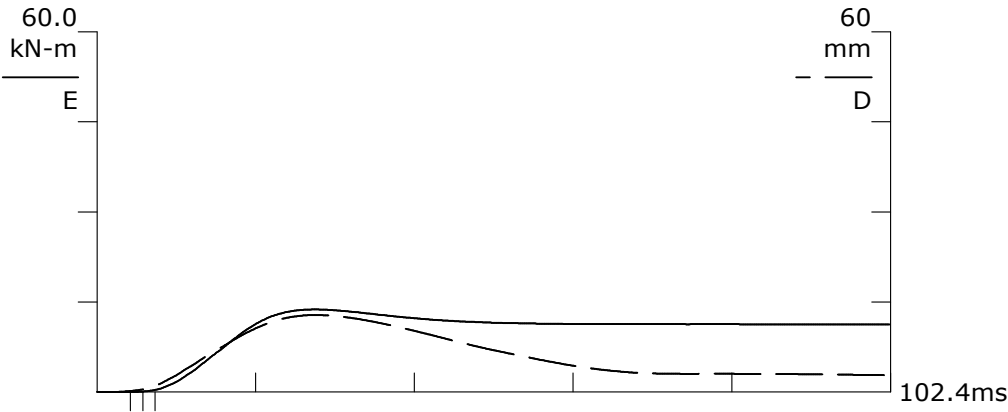
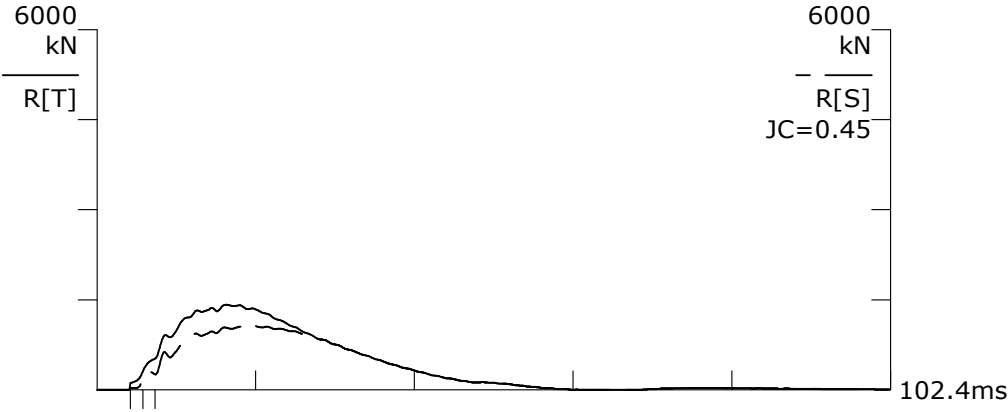
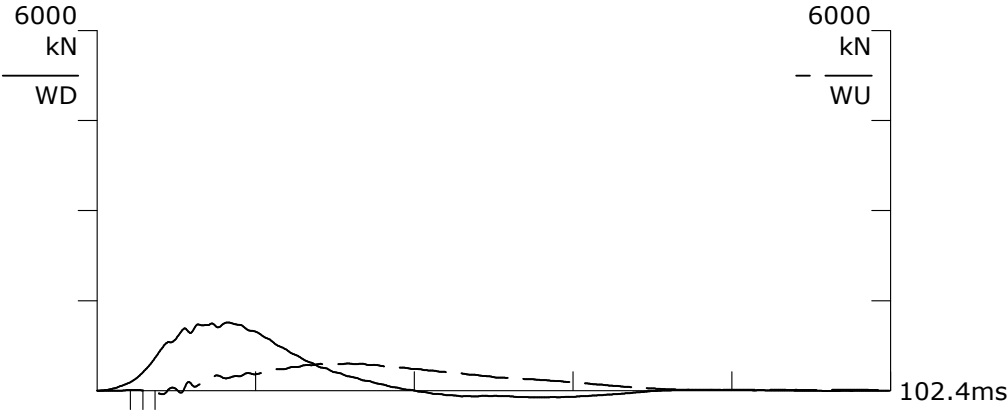
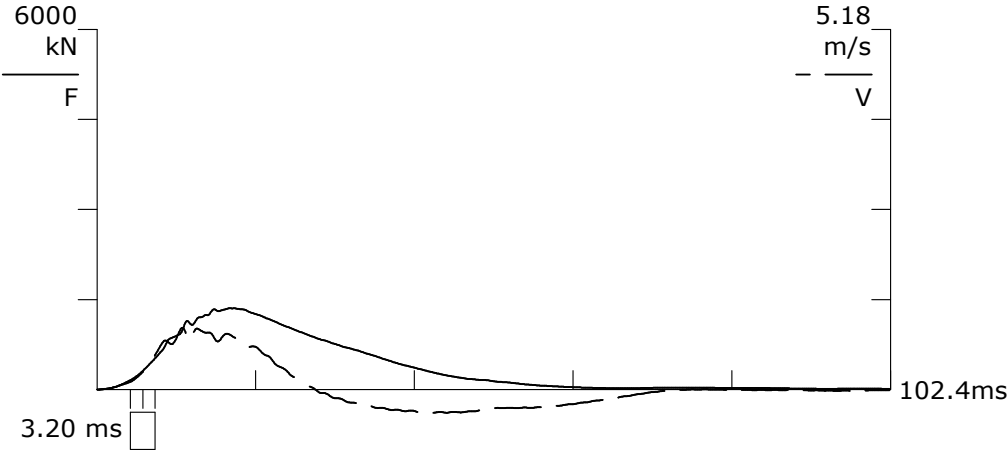
1

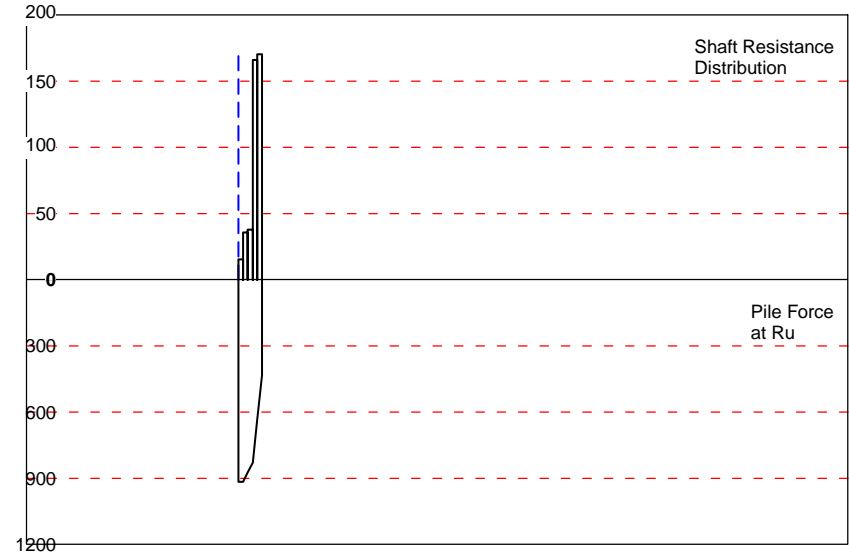
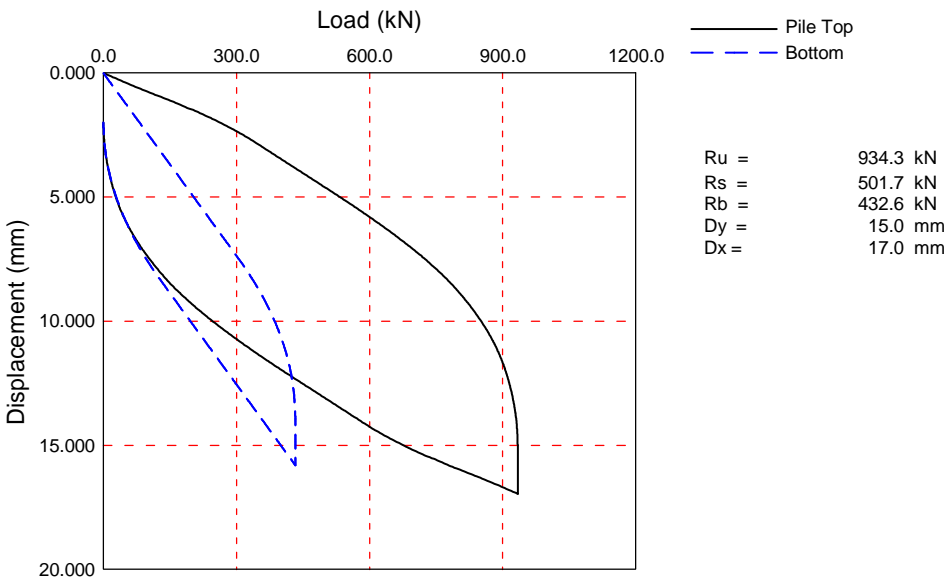
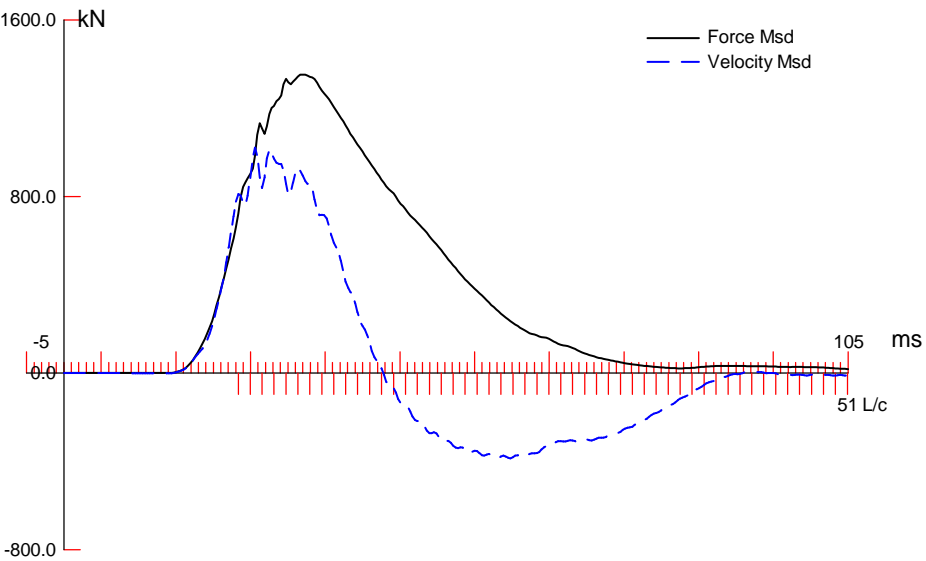
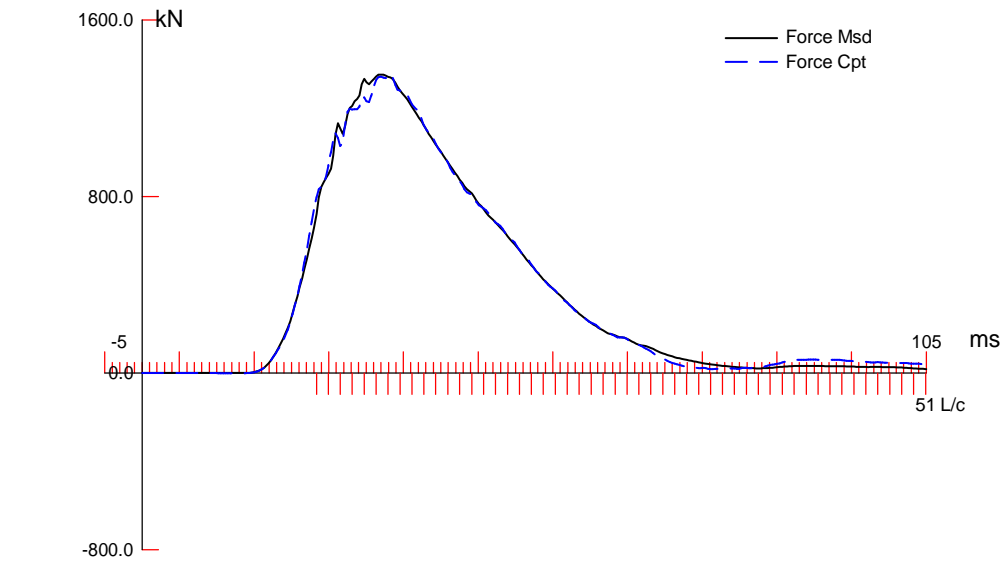
BN 2
2014-06-13 17:35:24
RMX 1067 kN
EMX 13.7 kN-m
FMX 1354 kN
VMX 0.89 m/s
CSX 10.8 MPa
TSX 0.1 MPa
DMX 13 mm
DFN 2 mm
BTA 100.0 (%)

LE 5.9 m
AR 1256.00 cm²
EM 34000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 3689.1 m/s
EA/C 1158 kN-s/m
LP 5.7 m

F1234 A1234

F1: [F548] 93 (0.87)
F2: [C194] 93.3 (0.87)
F3: [E490] 93.5 (0.87)
F4: [F490] 93.4 (0.87)
A1: [34756] 1115 g's/v (1)
A2: [34902] 1085 g's/v (1)
A3: [K2201] 300 mv/5000g's (1)
A4: [K1231] 340 mv/5000g's (1)





POZNAN MENARD; Pile: T7SD2
 1; Blow: 2
 Metris

Test: 13-Jun-2014 17:35:
 CAPWAP(R) 2006-3
 OP: OPERATOR NAME

CAPWAP SUMMARY RESULTS

| Total CAPWAP Capacity: | | | 934.3; along Shaft | | 501.7; at Toe | | 432.6 kN | | |
|----------------------------------|-------------------|-------------------|--------------------|---------------|---|----------------------|---------------------|----------------------|--------|
| Soil Sgmnt No. | Dist. Below Gages | Depth Below Grade | Ru | Force in Pile | Sum of Ru | Unit Resist. (Depth) | Unit Resist. (Area) | Smith Damping Factor | Quake |
| | m | m | kN | kN | kN | kN/m | kPa | s/m | mm |
| | | | | 934.3 | | | | | |
| 1 | 1.2 | 1.0 | 18.1 | 916.2 | 18.1 | 18.47 | 14.70 | 1.150 | 1.019 |
| 2 | 2.4 | 2.2 | 42.2 | 874.0 | 60.3 | 35.76 | 28.47 | 1.150 | 2.019 |
| 3 | 3.5 | 3.3 | 44.8 | 829.2 | 105.1 | 37.97 | 30.23 | 1.150 | 2.019 |
| 4 | 4.7 | 4.5 | 195.8 | 633.4 | 300.9 | 165.93 | 132.11 | 1.150 | 6.119 |
| 5 | 5.9 | 5.7 | 200.8 | 432.6 | 501.7 | 170.17 | 135.49 | 1.150 | 8.219 |
| Avg. Shaft | | | 100.3 | | | 88.02 | 70.08 | 1.150 | 6.065 |
| Toe | | | 432.6 | | | | 3444.27 | 0.736 | 10.619 |
| Soil Model Parameters/Extensions | | | | | | Shaft | Toe | | |
| Case Damping Factor | | | | | | 0.498 | 0.275 | | |
| Reloading Level | | | | | | (% of Ru) 100 | 100 | | |
| Unloading Level | | | | | | (% of Ru) 0 | | | |
| | | | | | | | | | |
| CAPWAP match quality | | | = | 2.51 | (Wave Up Match) ; RSA = 0 | | | | |
| Observed: final set | | | = | 2.000 mm; | blow count | | = | 500 b/m | |
| Computed: final set | | | = | 1.672 mm; | blow count | | = | 598 b/m | |
| max. Top Comp. Stress | | | = | 11.0 MPa | (T= 33.6 ms, max= 1.000 x Top) | | | | |
| max. Comp. Stress | | | = | 11.0 MPa | (Z= 1.2 m, T= 33.6 ms) | | | | |
| max. Tens. Stress | | | = | -0.14 MPa | (Z= 1.2 m, T= 184.2 ms) | | | | |
| max. Energy (EMX) | | | = | 13.70 kJ; | max. Measured Top Displ. (DMX)=12.82 mm | | | | |

Metris

POZNAN MENARD
PDA OP: OPERATOR NAME

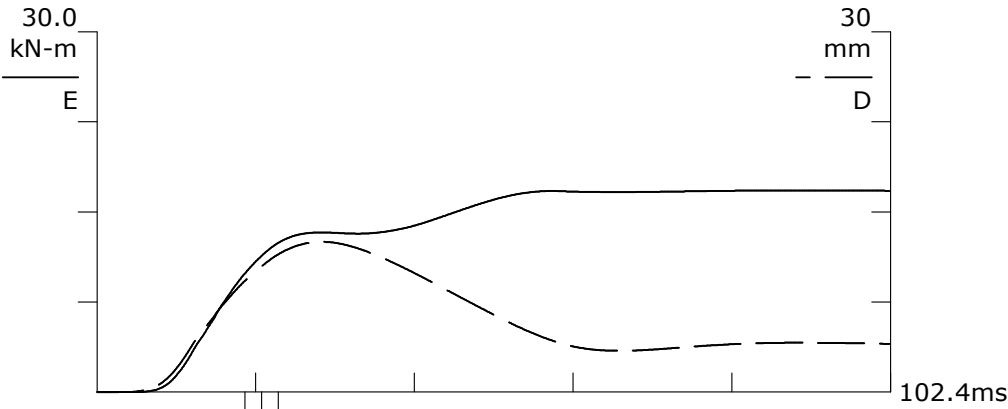
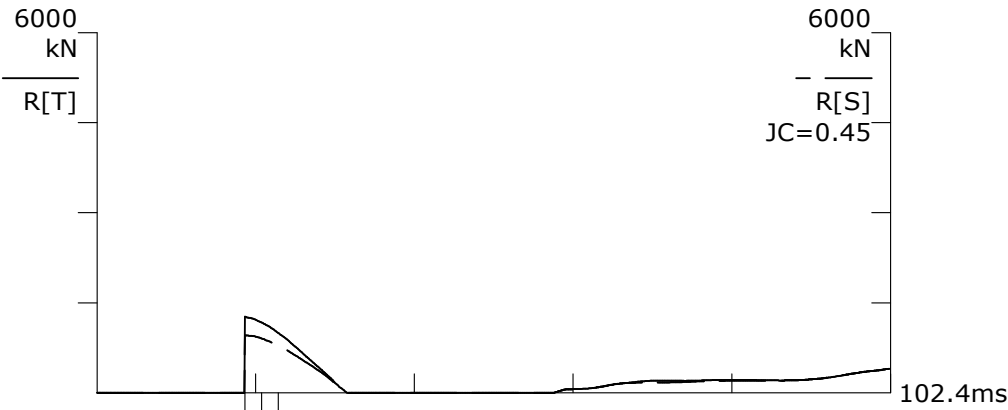
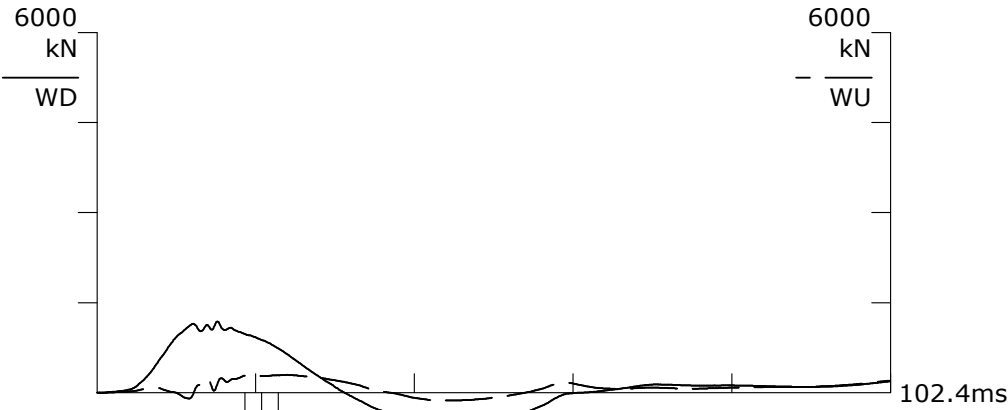
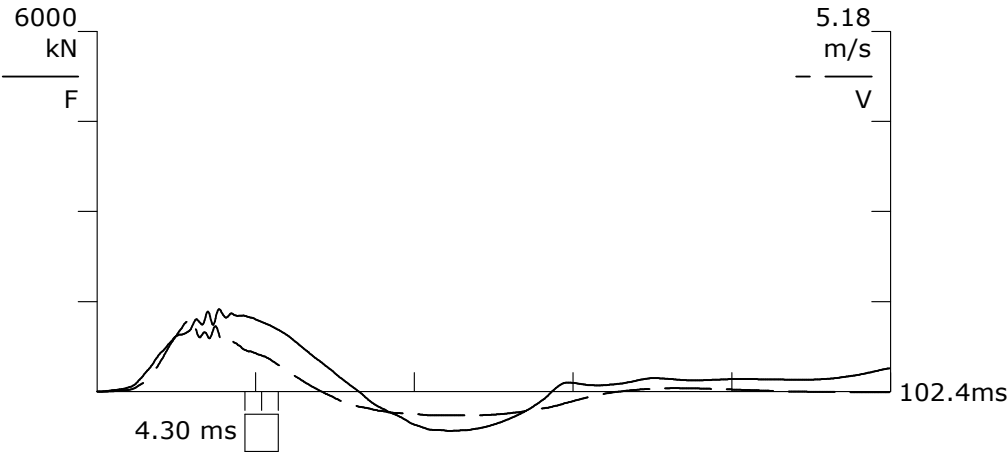
PILE DRIVING ANALYZER ®
Version 2013.116
T8SD1
1

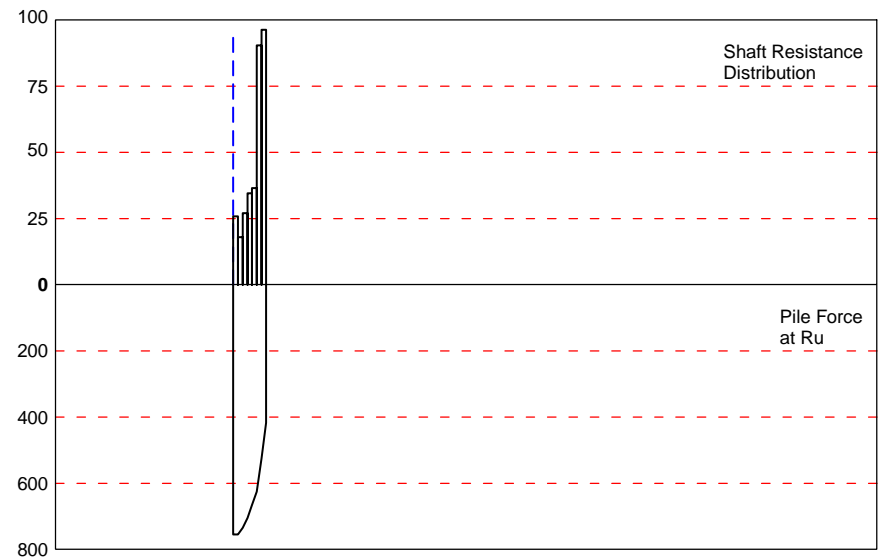
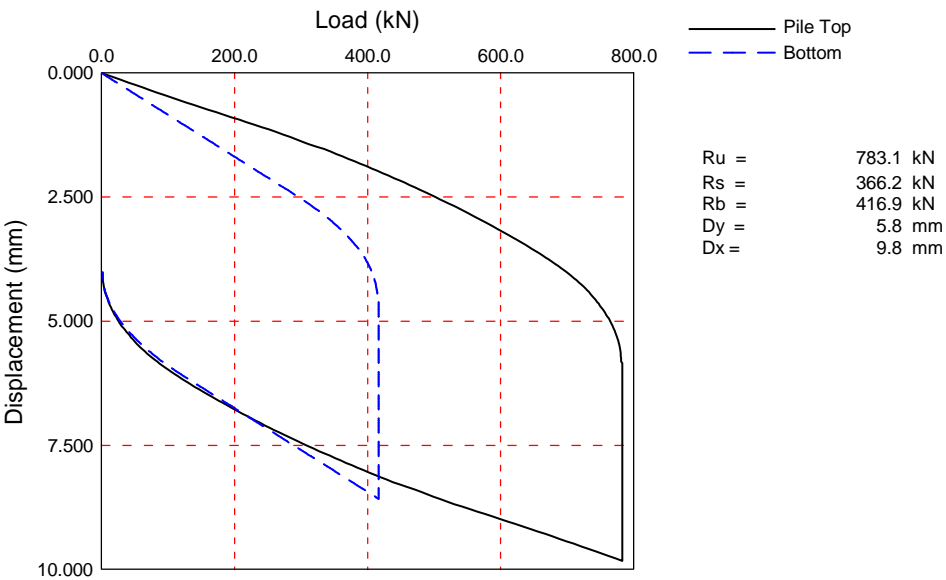
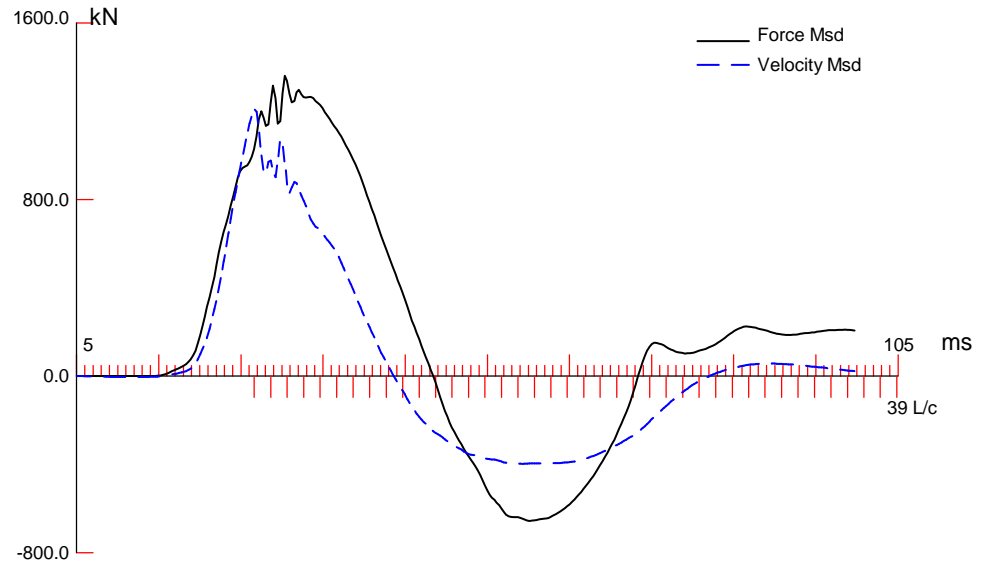
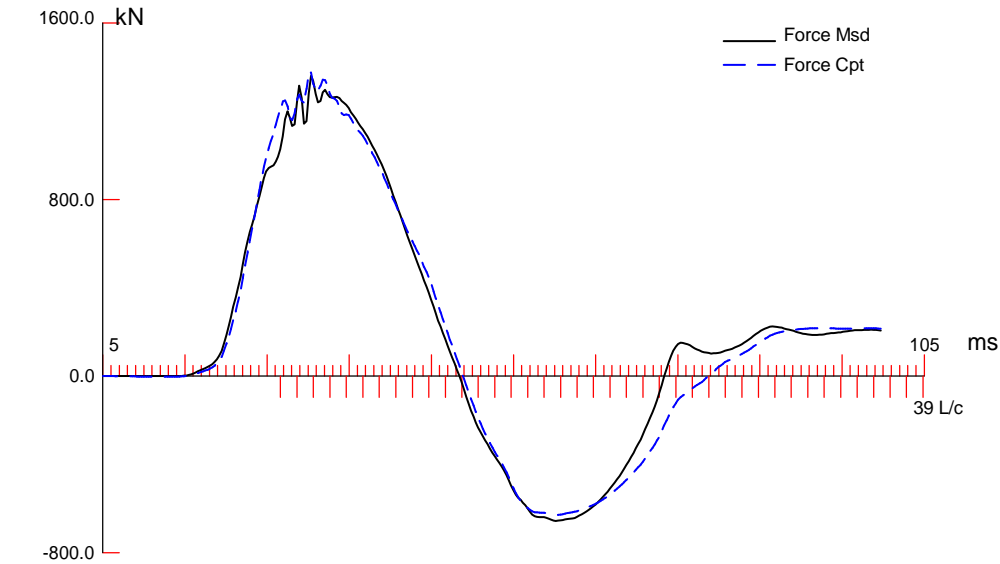
BN 1
2014-06-13 18:09:23
RMX 961 kN
EMX 16.8 kN-m
FMX 1373 kN
VMX 1.05 m/s
CSX 10.9 MPa
TSX 5.2 MPa
DMX 13 mm
DFN 4 mm
BTA 100.0 (%)

LE 7.8 m
AR 1256.00 cm²
EM 34000 MPa
SP 24.5 kN/m³
WS 3689.1 m/s
EA/C 1158 kN-s/m
LP 7.6 m

F1234 A1234

F1: [F548] 93 (1.1)
F2: [C194] 93.3 (1.1)
F3: [E490] 93.5 (1.1)
F4: [F490] 93.4 (1.1)
A1: [34756] 1115 g's/v (1)
A2: [34902] 1085 g's/v (1)
A3: [K2201] 300 mv/5000g's (1)
A4: [K1231] 340 mv/5000g's (1)





POZNAN MENARD; Pile: T8SD1
 1; Blow: 1
 Metris

Test: 13-Jun-2014 18:09:
 CAPWAP(R) 2006-3
 OP: OPERATOR NAME

CAPWAP SUMMARY RESULTS

| Total CAPWAP Capacity: | | | 783.1; along Shaft | | 366.2; at Toe | | 416.9 kN | | |
|-------------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|---------------------|----------------------|------------------------------|----------------------------|-----------------------------|-------------|
| Soil Sgmnt No. | Dist. Below Gages m | Depth Below Grade m | Ru kN | Force in Pile kN | Sum of Ru kN | Unit Resist. (Depth) kN/m | Unit Resist. (Area) kPa | Smith Damping Factor s/m | Quake mm |
| | | | | 783.1 | | | | | |
| 1 | 1.1 | 0.9 | 28.8 | 754.3 | 28.8 | 31.50 | 25.08 | 1.007 | 1.004 |
| 2 | 2.2 | 2.0 | 20.1 | 734.2 | 48.9 | 18.04 | 14.36 | 1.007 | 1.004 |
| 3 | 3.3 | 3.1 | 30.1 | 704.1 | 79.0 | 27.01 | 21.51 | 1.007 | 1.900 |
| 4 | 4.5 | 4.3 | 38.5 | 665.6 | 117.5 | 34.55 | 27.51 | 1.007 | 1.900 |
| 5 | 5.6 | 5.4 | 40.7 | 624.9 | 158.2 | 36.53 | 29.08 | 1.007 | 1.502 |
| 6 | 6.7 | 6.5 | 100.7 | 524.2 | 258.9 | 90.37 | 71.95 | 1.007 | 2.696 |
| 7 | 7.8 | 7.6 | 107.3 | 416.9 | 366.2 | 96.29 | 76.67 | 1.007 | 2.696 |
| Avg. Shaft | | | 52.3 | | | 48.18 | 38.36 | 1.007 | 2.188 |
| Toe | | | 416.9 | | | | 3319.27 | 1.318 | 3.515 |

| Soil Model Parameters/Extensions | | | Shaft | Toe |
|--------------------------------------|--|--|-------|-------|
| Case Damping Factor | | | 0.319 | 0.475 |
| Unloading Quake (% of loading quake) | | | 30 | 30 |
| Reloading Level (% of Ru) | | | 100 | 100 |
| Soil Support Dashpot | | | 0.300 | 0.000 |
| Soil Support Weight (kN) | | | 7.00 | 0.00 |

| | | | |
|-----------------------|---|-----------|---|
| CAPWAP match quality | = | 7.64 | (Wave Up Match) ; RSA = 0 |
| Observed: final set | = | 4.000 mm; | blow count = 250 b/m |
| Computed: final set | = | 4.973 mm; | blow count = 201 b/m |
| max. Top Comp. Stress | = | 11.1 MPa | (T= 30.7 ms, max= 1.000 x Top) |
| max. Comp. Stress | = | 11.1 MPa | (Z= 1.1 m, T= 30.7 ms) |
| max. Tens. Stress | = | -5.01 MPa | (Z= 1.1 m, T= 60.5 ms) |
| max. Energy (EMX) | = | 16.75 kJ; | max. Measured Top Displ. (DMX)=12.51 mm |